

S.S.121 "Catane"se"
Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – rotatoria Bolognetta

PROGETTO DEFINITIVO

COD. UP62

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma A27296)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*
 Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*
 Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*
 Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:


Dott. Ing. Luigi Mupo

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VI10 – VIADOTTO FEOTTO


Relazione tecnica e di calcolo – Carreggiata DX

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	UP62_P00VI10STRRE01_A			
DPUP0062	D 23	CODICE ELAB.	P00VI10STRRE01	A	-
D		-	-		
C		-	-	-	-
B		-	-	-	-
A	EMISSIONE	FEB. 2023	L. STARNA	E. STRAMACCI	G. PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO


S.S. 121 "Cataneese" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

INDICE


1	GENERALITA'	5
1.1	OGGETTO.....	5
1.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	5
1.2.1	<i>Vita Nominale V_n</i>	5
1.2.2	<i>Classi d'Uso</i>	5
1.2.3	<i>Periodo di Riferimento per l'azione sismica</i>	6
1.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	7
1.4	CONSIDERAZIONI SULLE METODOLOGIE COSTRUTTIVE.....	9
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI	10
3	NORME TECNICHE	10
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO	11
4.1.1	<i>Caratteristiche ai fini della durabilità</i>	11
4.2	CALCESTRUZZI	13
4.2.1	<i>Copriferri nominali</i>	13
4.2.2	<i>Resistenze di progetto</i>	15
4.2.3	<i>Verifiche a fessurazione</i>	17
4.3	ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO E RETI ELETTRISALDATE	19
4.3.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	19
4.3.2	<i>Resistenze di progetto</i>	20
4.4	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	20
4.4.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	20
4.4.2	<i>Resistenze di progetto</i>	21
4.5	CONNETTORI A PIOLO TIPO NELSON.....	21
4.5.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	21
4.5.2	<i>Resistenze di progetto</i>	21
4.6	GIUNZIONI BULLONATE	21
4.6.1	<i>Qualità dell'acciaio</i>	21
4.6.2	<i>Resistenze di progetto</i>	22

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

4.7	GIUNZIONI SALDATE	22
5	AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO	23
5.1	ELENCO DELLE AZIONI SUI PONTI STRADALI	23
5.2	ANALISI DEI CARICHI	23
5.2.1	<i>Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1</i>	<i>24</i>
5.2.2	<i>Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2</i>	<i>24</i>
5.2.3	<i>Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3.....</i>	<i>25</i>
5.2.4	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – ϵ_2 e ϵ_3</i>	<i>25</i>
5.2.5	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – ϵ_4</i>	<i>28</i>
5.2.6	<i>Azioni variabili da traffico - Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici – q1.....</i>	<i>28</i>
5.2.7	<i>Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q3.....</i>	<i>31</i>
5.2.8	<i>Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – q4.....</i>	<i>31</i>
5.2.9	<i>Azioni di Neve e di Vento – q5</i>	<i>32</i>
5.2.10	<i>Azioni della temperatura – q7.....</i>	<i>34</i>
5.2.11	<i>Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8</i>	<i>37</i>
5.2.12	<i>Resistenze parassite dei vincoli – q9</i>	<i>39</i>
5.2.13	<i>Azioni sismiche – E</i>	<i>39</i>
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	44
5.3.1	<i>Combinazioni di carico in esercizio</i>	<i>44</i>
5.3.2	<i>Combinazioni di carico in fase sismica.....</i>	<i>47</i>
6	ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO.....	48
7	ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE	49
8	VERIFICHE SPALLE	50
8.1	ANALISI DELLA PALIFICATA.....	50
8.2	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	51
8.3	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI DI FONDAZIONE	52
8.4	DIMENSIONAMENTO DELLE SINGOLE MEMBRATURE DELLE SPALLE.....	55
8.4.1	<i>Zattera di fondazione</i>	<i>56</i>
8.4.2	<i>Mensola posteriore</i>	<i>56</i>
8.4.3	<i>Muro frontale.....</i>	<i>56</i>
8.4.4	<i>Paraghiaia.....</i>	<i>56</i>

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	


8.4.5	Muri di risvolto.....	57
8.4.6	Verifiche di resistenza a taglio.....	58
9	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI.....	59
9.1	CRITERI DI CALCOLO.....	59
9.1.1	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione	60
9.1.2	Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione	64
9.1.3	Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione	64
9.1.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale	65
9.1.5	Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale	71
9.1.6	Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato	74
9.1.7	Verifiche SLE - Cedimenti della palificata	77
9.2	APPLICAZIONE AL CASO IN ESAME	77
9.2.1	Caratteristiche delle opere di fondazione su pali.....	77
9.2.2	Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto.....	77
9.2.3	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento).....	77
9.2.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale	78
9.2.5	Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata	78
10	VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE	79
11	DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)	80
11.1	TIPO DI ANALISI SVOLTE.....	80
11.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	80
11.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO	80
11.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	80
11.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE.....	80
11.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	80
12	ALLEGATO 1 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPB	82

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

13 ALLEGATO 2 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI 83

14 ALLEGATO 3 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI..... 84

15 ALLEGATO 4 – FONDAZIONI SU PALI – CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA 85

S.S.121 "Cataneese" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

1 GENERALITA'

1.1 Oggetto

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche relative alle strutture del Viadotto "VI10 – Viadotto Feotto– Carreggiata DX" dalla progressiva km 9+992 alla progressiva km 10+612.00, previsto per la realizzazione dell'ammodernamento dell'itinerario Palermo – Agrigento (S.S. 121 – Cataneese) tratto Palermo (A19) – rotatoria Bolognetta.

Il viadotto, a doppio impalcato, è composto da 11 campate di luce rispettivamente pari a 40 –9 x 60 – 40 m, per una lunghezza complessiva pari a 620 m misurata in asse appoggi spalle.

Oggetto della presente relazione sono i dimensionamenti e le verifiche delle sottostrutture (Spalla B) e delle relative fondazioni.

Le analisi e le verifiche statiche mirano al dimensionamento degli elementi principali per consentirne una piena definizione dal punto di vista prestazionale ed economico.

A parità di caratteristiche dimensionali dei profili d'impalcato adottati, per le verifiche delle strutture d'impalcato e delle sottostrutture (Pile e Spalla A) si rimanda alla relazione di calcolo in carreggiata sx, i cui elementi risultano leggermente più sollecitati.

Le analisi e le verifiche degli aspetti di dettaglio, saranno sviluppate nella successiva fase di Progettazione.

1.2 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

1.2.1 Vita Nominale V_N

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100


Tabella 1.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

In accordo con la Committenza Anas è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto: $V_N = 50$ anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari).

1.2.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):

S.S. 121 "Catanese" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.


Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **IV**;
- Coefficiente d'Uso: $C_U = 2.0$.

1.2.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

1.3 Descrizione delle opere

Il viadotto è formato da 11 campate, di luce pari a 40 m per le campate di riva e 60 m per la campata centrale, per una lunghezza complessiva, misurata in asse appoggi spalle, pari a 620 m.

Il tracciato planimetrico dell'asse principale, nel tratto lungo il quale si inserisce l'opera, si sviluppa prima in curva, poi in clotoide ed un ultimo tratto in rettilineo.

La larghezza complessiva dell'impalcato è variabile da 11.50 a 11.25 m; la piattaforma stradale ha larghezza variabile da 10.00 a 9.75 m ed è fiancheggiata da elementi marginali costituiti da cordoli di larghezza 0.75 m in sx e dx.

Gli impalcati sono a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale "aperta" su due travi metalliche principali e trave di spina per il sostegno della soletta di impalcato.

Le strutture in carpenteria metallica sono previste in acciaio autopatinabile (CORT-TEN).

Le travi hanno un'altezza variabile da 2.0 m a 3.0 m in corrispondenza delle pile.

La distanza trasversale tra le travi è pari a 8.0 m. Gli sbalzi laterali hanno luce variabile da 1.75 a 1.625 m.

Le travi principali saranno realizzate mediante lamiere saldate.

Le anime delle travi principali saranno irrigidite da stiffeners trasversali, composti da semplici piatti saldati, disposti in corrispondenza dei traversi.

Il graticcio d'impalcato è completato dai traversi, del tipo ad anima piena, posti in campata ed in corrispondenza degli allineamenti di appoggio. L'interasse tra i traversi è variabile da 5.0 a 5.8 m. Anche i traversi hanno sezione a doppio T composta mediante lamiere saldate.

Per quanto attiene i collegamenti, i concetti delle travi principali saranno interamente saldati con saldature a Piena Penetrazione, mentre i collegamenti tra trasversi e travi principali saranno di tipo bullonato.

Le unioni bullonate previste per i collegamenti tra trasversi e travi principali saranno del tipo "AD ATTRITO", mentre le unioni relative ai controventi saranno "A TAGLIO".

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi principali, ha spessore costante pari a 31 cm. E' previsto l'impiego di lastre prefabbricate autoportanti (predalles) in c.a. di spessore pari a 7 cm tessute in direzione trasversale.

La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson Ø22 con altezza di 220 mm.

Lo schema statico, con riferimento ai carichi verticali, è di trave continua di 11 campate su 12 allineamenti di appoggio.

Nella figura seguente è riportata la sezione rappresentativa dell'impalcato:

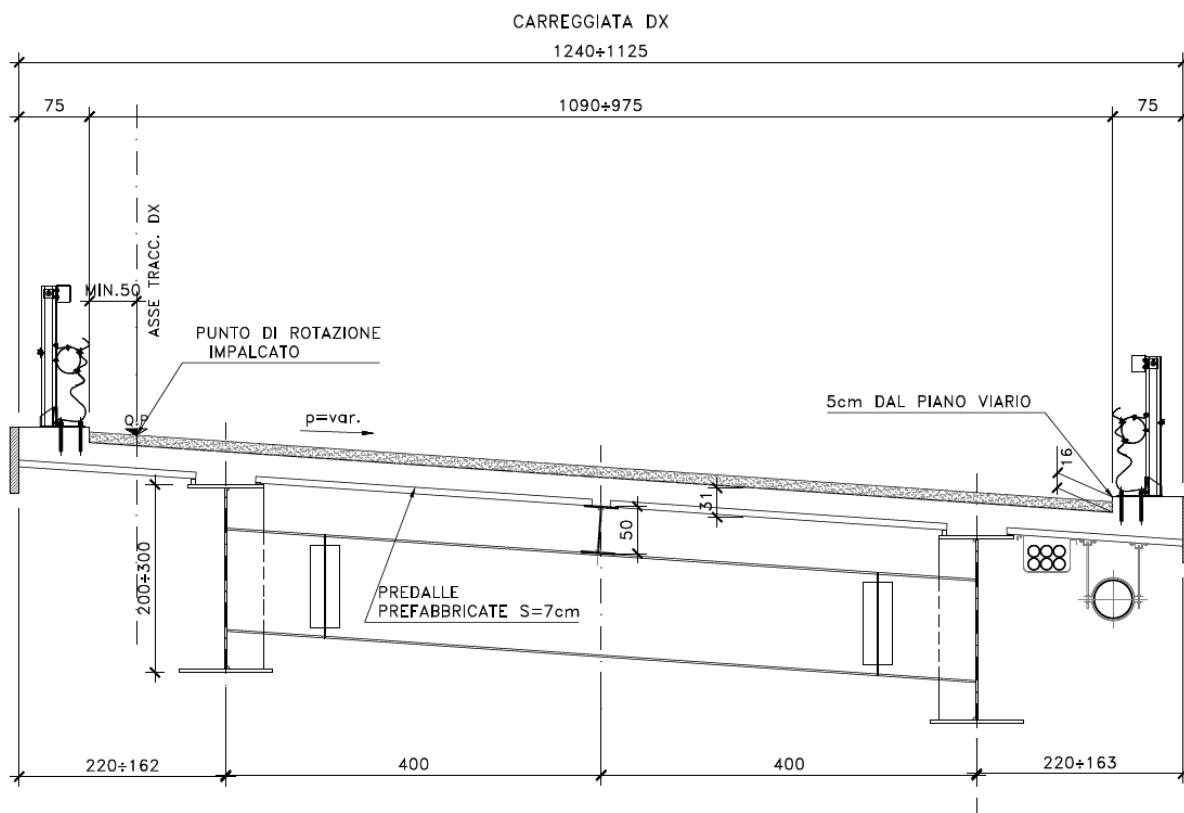


Figura 1.1. Sezione trasversale impalcato

Lo schema di vincolo prevede l'isolamento dell'impalcato dalle sottostrutture, mediante adozione di apparecchi di appoggio costituiti da **isolatori elastomerici**.

Alle estremità dell'impalcato sono previsti giunti di dilatazione in elastomero armato in corrispondenza della piattaforma carrabile e giunti di cordolo in corrispondenza degli elementi marginali.

Le spalle del viadotto sono di tipo tradizionale con muro frontale di altezza pari a **4.00 m** per la **Spalla A** e **3.0 m** per la **Spalla B**. I muri paraghiaia avranno spessore pari a **60 cm** e sono previsti debitamente arretrati rispetto alle travi d'impalcato in modo da garantire varchi di ampiezza adeguata alla manutenzione.


Le fondazioni sono di tipo indiretto, costituite da zattere di spessore pari a **2.0 m** e palificate da **12 (4 x 3)** pali $\phi 1200$ per la **spalla SpA** e palificate da **8 (2 x 4)** pali $\phi 1200$ per la **spalla SpB**. Entrambe le spalle presentano fondazioni separate per i due impalcati.

Le pile hanno sezione rettangolare, con estremità arrotondate di dimensioni allo spicco rispettivamente di **6.2 x 3.0 m**.

In sommità è previsto un pulvino con forma a calice di medesimo spessore delle pile e larghezza variabile fino a **11.74 m**.

Le pile hanno un'altezza dallo spicco di fondazione (compreso il pulvino) variabile dai **5.00 m** agli **9.00 m**.

Anche per le pile le fondazioni sono di tipo indiretto, costituite da zattere di spessore pari a **2.3 m** e palificate formate da **9 (3 x 3)** pali $\phi 1200$.

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

1.4 Considerazioni sulle metodologie costruttive

La realizzazione dell'impalcato e delle sottostrutture relative al viadotto in oggetto è prevista in due macrofasi.

Macrofase 1: Realizzazione sottostrutture

- Fase 1b: Scavo fino a quota intradosso magrone;
- Fase 1c: Realizzazione micropali di fondazione a quota magrone;
- Fase 1d: Realizzazione zattere di fondazione;
- Fase 1e: Realizzazione elevazioni;
- Fase 1f: Realizzazione cuneo di transizione;
- Fase 1g: Completamento rilevato di appoggio.

Macrofase 2: Realizzazione impalcato, finiture e protezioni

- Fase 2a: Realizzazione baggioni spalle/pile e cordolo di completamento sulle spalle;
- Fase 2b: Posa in opera apparecchi di appoggio;
- Fase 2c: Posa in opera carpenteria metallica varata dal basso con l'ausilio di gru;
- Fase 2d: Completamento soletta impalcato;
- Fase 2e: realizzazione finiture.

La struttura in carpenteria metallica sarà montata a terra per macroconci, successivamente varati in quota con l'ausilio di autogru di adeguata portata. Le travi principali di ciascun macroconco, saranno collegate alle porzioni già in opera mediante saldatura di testa a completa penetrazione.


La soletta in c.a. è prevista gettata in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in c.a. contenenti le armature trasversali d'intradosso. Le coppelle sono provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi, dove saranno posizionati i connettori a piolo.

Una volta disposte le coppelle sulla travata metallica si provvede alla posa dell'armatura integrativa e quindi al getto di completamento.

Le fasi di getto della soletta in direzione trasversale sono appresso dettagliate:

- Fase 1: getto delle parti di soletta comprese tra le travi e degli sbalzi per 1.25 m dall'asse delle travi;
- Fase 2: getto di completamento degli sbalzi.

In direzione longitudinale si effettueranno dapprima i getti delle zone di campata e successivamente i getti in corrispondenza delle pile. Successivamente, si provvederà alla realizzazione dei cordoli e delle finiture.

S.S.121 "Catanese" <i>Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Le analisi e le verifiche delle strutture sono state effettuate nel rispetto della seguente normativa vigente:

- [D_1]. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> (nel seguito indicate come NTC18).
- [D_2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18).
- [D_3]. Norma Europea UNI EN 206: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità (Dicembre 2016).
- [D_4]. Norma Italiana UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 (luglio 2016).


Altresì, ci si è riferiti agli Eurocodici secondo quanto specificato nel prosieguo della relazione.

Ulteriori riferimenti sono rappresentati dai seguenti documenti:

- [D_5]. Sètra – Eurocodes 3 and 4. Application to steel-concrete composite road bridges (july 2007).
- [D_6]. Sètra –Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretois. Ouvrages d'art. (n.54 – mars 2007).

3 NORME TECNICHE

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

4.1.1 Caratteristiche ai fini della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme EN206 e UNI 11104.

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione, in accordo alla "Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano" contenuta nell'appendice A alla norma, che attribuisce alla Sicilia un livello di rischio **Nulla**, è stata esclusa l'applicazione della classe **XF** (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe **XD** (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare).

Relativamente all'applicazione della classe **XA** (Attacco chimico da parte del terreno naturale e delle acque contenute nel terreno), le analisi chimiche eseguite su campioni di terreno e su acqua di falda ai sensi della norma UNI EN 206, hanno evidenziato acidità nei terreni e concentrazioni di CO₂ nell'acqua, tali da rientrare nei range illustrati nel prospetto 2 della norma.


Di seguito il prospetto di sintesi riportato nel report "Relazione sul monitoraggio ambientale ante operam".

Campione		S35_PZ_Amb	S02_DH_Amb	S05_PZ_Amb	S8_PZ_Amb	UNI EN 206:2016		
RAPPORTO DI PROVA		2146213-001	2145765-001	2145765-002	2145765-003			
PROFONDITÀ (m da p.c.)		9 - 10	2 - 3	2 - 3	9 - 10			
PARAMETRO	U.M.	VALORE				XA1 Aggressività debole	XA2 Aggressività moderata	XA3 Aggressività forte
So ²⁻ ₄ (ione solfato)	mg/kg	920	154	40,8	38,9	≥2000e ≤ 3000e	>3000e e ≤ 12000	> 12000 e ≤ 24000
Acidità (Baumann – Gully)	ml NaOH0,1 M/Kg	12	20	12	12	> 200	Non incontrato nella pratica	

Campione		S12_PZ_Amb	S15_PZ_Amb	S20_DH_Amb	S24_PZ_Amb	UNI EN 206:2016		
RAPPORTO DI PROVA		2145765-004	2145765-005	2145765-006	2145765-007			
PROFONDITÀ (m da p.c.)		2 - 3	10 - 11	2 - 3	2 - 3			
PARAMETRO	U.M.	VALORE				XA1 Aggressività debole	XA2 Aggressività moderata	XA3 Aggressività forte
So ²⁻ ₄ (ione solfato)	mg/kg	18000	21	862	44,1	≥2000e ≤ 3000e	>3000e e ≤ 12000	> 12000 e ≤ 24000
Acidità (Baumann – Gully)	ml NaOH0,1 M/Kg	20	16	12	8	> 200	Non incontrato nella pratica	

Tabella 4-1 - Confronto dei risultati analitici sull'aggressività del terreno con i valori delle classi UNI EN 206:2016

Sulla base delle concentrazioni rilevate, confrontate con i limiti stabiliti dalla norma UNI EN 206:2016, i campioni di terra esaminati risultano non aggressivi fatta eccezione per il campione prelevato in corrispondenza del sondaggio denominato S12_PZ_Amb il quale risulta fortemente aggressivo per il parametro So²⁻₄ (ione solfato).

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Campione		S05_PZ_Amb	S12_PZ_Amb	S28_PZ_Amb	S35_PZ_Amb	S22	SN3	UNI EN 206:2016		
RAPPORTO DI PROVA		2146823-001	2146823-003	2146823-006	2146823-007	2149554-001	2149554-002			
PROFONDITÀ PIEZOMETRO (m da p.c.)		27	27,1	27,5	24,5	28,6	29,5			
PARAMETRO	U.M.	VALORE	VALORE	VALORE	VALORE	VALORE	VALORE	XA1 Aggressività debole	XA2 Aggressività moderata	XA3 Aggressività forte
So ²⁻ (ione solfato)	mg/l	511	2599	237	2437	124	177	≥200 e ≤600	>600 e ≤3000	> 3000 e ≤ 6000
pH	unità	7,2	7,4	8,7	7,6	7,5	7,6	≤6,5 e ≥5,5	<5,5 e ≥4,5	<4,5 e ≥4,0
CO ₂ (aggressiva)	mg/l	0,1	1,1	13,2	1,1	< 0,1	< 0,1	≥15 e ≤40	>40 e ≤100	>100 fino a saturazione
NH ⁴⁺ (ione ammonio)	mg NH4/l	< 0,04	0,24	1,1	1,3	0,5	0,6	≥15 e ≤30	>30 e ≤60	>60 e ≤100

Tabella 4-2 - Confronto dei risultati analitici sull'aggressività delle acque sotterranee con i valori delle classi UNI EN 206:2016

Sulla base delle concentrazioni rilevate, confrontate con i limiti stabiliti dalla norma UNI EN 206:2016, i campioni di acqua sotterranea prelevati in corrispondenza dei piezometri S12_PZ_Amb e S35_PZ_Amb, denotano un ambiente chimico moderatamente aggressivo per il parametro So²⁻ (ione solfato); i campioni di acqua sotterranea prelevati in corrispondenza dei piezometri S05_PZ_Amb e S28_PZ_Amb, hanno evidenziato valori di concentrazione del parametro So²⁻ (ione solfato) tali per cui si denota un ambiente chimico debolmente aggressivo. Per i restanti campioni prelevati si riscontra la presenza di un ambiente chimico non aggressivo.

Per il viadotto oggetto della presente relazione, non è presente la classe XA in quanto non ricade nella zona in cui l'ambiente è aggressivo.


Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d'opera e il contenuto minimo di cemento:

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)								
CALCESTRUZZO PER		Magrone di sottofondazione	Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi	Fondazioni - Spalle e pile	Elevazioni - Spalle, pile e pulvini	Baggioli	Predelle prefabbricate	Getti in opera e cordoli marginali
Classe di resistenza (fck/Rck) (Mpa)		C12/15	C25/30	C25/30	C32/40	C35/45	C35/45	C35/45
Classe di esposizione ambientale		-	XC2	XC2	XC4	XC4	XC4	XC4
φ max inerti (mm)	Dupper	-	32	32	25	25	12	25
	Dlower	-	20	20	16	16	8	16
Classe di consistenza		-	S5	S5	S4	S5	S5	S5
Rapporto max acqua/cemento		-	0.6	0.6	0.5	0.45	0.45	0.45
Contenuto massimo di cloruri		-	0.20%	0.20%	0.20%	CEM I=V	CEM I=V	CEM I=V
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)		150	300	300	340	360	360	360

Tabella 4.3 – Caratteristiche dei Calcestruzzi

* Cemento LH (Low Heat) a basso calore di idratazione.

** I contenuti di cemento indicati saranno verificati in sede di prequalifica, imponendo che il riscaldamento del calcestruzzo del nucleo in condizioni adiabatiche rispetti le seguenti condizioni:

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

- $\delta T_{3gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore non superiore a 2 m;
- $\delta T_{7gg} \leq 35^\circ$ per getti di spessore superiore a 2 m.

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

4.2 Calcestruzzi

4.2.1 Copriferrini nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrino), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §[D_2], nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 50 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferrino vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.


La tabella seguente illustra, i valori del calcestruzzo nominale, richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

DETERMINAZIONE DEI COPRIFERRINI NOMINALI SECONDO NTC2018

Dati generali relativi all'opera	Var	unità	
Tipo di costruzione (1=temp. o provvisoria; 2 = prestazioni ordinarie; 3=prestazioni elevate)	TC		2
Vita nominale dell'opera	V_N	anni	50

Tabella C4.1.IV Copriferrini minimi in mm

ambiente	R_{ckmin}	R_{ck0}	barre da c.a.				cavi da c.a.p.			
			elementi a piastra		altri elementi		elementi a piastra		altri elementi	
			$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$	$R_{ck} \geq R_{ck0}$	$R_{ckmin} \leq R_{ck} \leq R_{ck0}$
ordinario	30	45	15	20	20	25	25	30	30	35
aggressivo	37	50	25	30	30	35	35	40	40	45
molto ag.	45	55	35	40	40	45	5	50	50	50

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

Elemento		Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi - Viadotti tipo A	Fondazioni - Spalle, pile e muri andatori - Viadotti tipo A	Elevazioni - Spalle, pile, pulvini e muri andatori	Elevazioni - baggioli	Solette Impalcato predalle	Soletta Impalcato getti in opera e cordoli marginali
Tipo di armatura (1=barre da c.a.; 2=cavi da c.a.p.)		1	1	1	1	1	1
Elemento a piastra		NO	SI	SI	NO	SI	SI
Classe di esposizione		XC2	XC2	XC4	XC4	XC4	XC4
Ambiente		ordinario	ordinario	aggressivo	aggressivo	aggressivo	aggressivo
Rck	Mpa	30	30	40	45	45	45
Check Rck min		OK	OK	OK	OK	OK	OK
copriferro minimo (Tab. C4.1.IV NTC)	mm	25	20	30	35	30	30
incremento Per Vn=100 (tipo di costruzione 3)	mm	0	0	0	0	0	0
elem. prefabbricato con ver. Copriferri*		NO	NO	NO	NO	SI	NO
riduzione per produzioni con ver. Copriferri		0	0	0	0	-5	0
Tolleranza di posa		10	10	10	10	5	10
copriferro nominale	mm	35	30	40	45	30	40


Tabella 4.4 – Valori dei copriferri nominali in base alle NTC2018

Relativamente alle predalle prefabbricate, trattandosi di elementi prodotti con sistemi sottoposti a controlli di qualità che comprendono la verifica dei copriferri, i valori minimi della Tab. C4.1.IV sono stati ridotti di 5 mm. Analogamente, per questi elementi le tolleranze di posa sono state limitate a 5 mm.

I valori effettivamente adottati per i copriferri nominali di progetto tengono conto anche di criteri di uniformità e della volontà di garantire valori maggiori dei minimi di norma per superfici contro-terra e particolarmente per le opere di sottofondazione. In questo caso, si è fatto riferimento alla indicazione dell'EC2 (EN 1992-1-1), che fissa a 75 mm il valore da garantire per il copriferro di opere gettate direttamente contro il terreno:

Elemento		Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi - Viadotti tipo A	Fondazioni - Spalle, pile e muri andatori - Viadotti tipo A	Elevazioni - Spalle, pile, pulvini e muri andatori	Elevazioni - baggioli	Solette Impalcato predalle	Soletta Impalcato getti in opera e cordoli marginali
copriferro nominale di progetto	mm	75	40	40	45	30	40

Tabella 4.5 – Valori dei copriferri nominali adottati in progetto

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

4.2.2 Resistenze di progetto

Calcestruzzo C25/30:


Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C25/30
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	Mpa	30
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	25
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	33.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	Mpa	2.56
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	1.80
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	3.33
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.08
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	31476

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente γ_c	γ_c		1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	14.17
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.20

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	15.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	11.25
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.14

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	2.69
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	1.89

Calcestruzzo non armato o a bassa perc. di armatura	Var	unità	
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ct1d} = 0.85 f_{ctd}$	Mpa	1.02
tensione di compressione limite	$\sigma_{clim} = f_{cd} - 2(f_{ct1d}^2 + f_{cd} f_{ctd})^{0.5}$	Mpa	6.31

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	


Calcestruzzo C32/40:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	C32/40
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

STATI LIMITE ULTIMI	Var	
coefficiente γ_c	γ_c	1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Calcestruzzo C35/45:

Caratteristiche Calcestruzzo	Var	unità	C35/45
Resistenza a compressione caratteristica cubica	R_{ck}	Mpa	45
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	35
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	43.00
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	Mpa	3.21
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	2.25
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	4.17
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.85
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	34077

STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coefficiente γ_c	γ_c		1.50
coefficiente α_{cc}	α_{cc}		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	19.83
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.50

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	Var	unità	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	21.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	15.75
σ_t - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.67

ANCORAGGIO DELLE BARRE	Var	unità	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	3.37
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	2.36

4.2.3 Verifiche a fessurazione

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considerano:

- Condizioni **ordinarie**: per le verifiche a fessurazione delle **fondazioni** e delle **sottofondazioni** (classe di esposizione **XC2**).
- Condizioni **aggressive**: per le verifiche a fessurazione della soletta e delle **elevazioni di pile e spalle** (classe di esposizione **XC4**).

:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Ordinarie** – Armatura poco sensibile:
 - o Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_2 = 0.4$ mm
 - o Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.3$ mm
- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
 - o Combinazione di azioni frequente: $w_k \leq w_2 = 0.3$ mm
 - o Combinazione di azioni quasi permanente: $w_k \leq w_1 = 0.2$ mm

Nelle verifiche a fessurazione delle opere di fondazione sono state considerate a favore di sicurezza condizioni ambientali **Aggressive**.

In alcuni casi, in accordo al par. §4.1.2.2.4.5, le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure sono state condotte senza calcolo diretto, verificando che la tensione di trazione dell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, sia contenuta entro i valori limite specificati nelle seguenti tabelle:

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-


S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

In rapporto a quanto specificato nelle precedenti tabelle è possibile individuare le tensioni limite dell'acciaio per ciascun diametro delle barre:


Tensioni limite in funzione diametro barre			
Diametro barre ϕ [mm]	Tensione max acciaio σ_s [Mpa]		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
40	160	114	93
36	180	137	111
32	200	160	129
30	207	171	138
28	213	183	147
26	220	194	156
24	227	204	164
22	233	213	173
20	240	222	182
18	260	231	191
16	280	240	200
14	300	260	220
12	320	280	240
10	360	320	260
8	360	360	280
6	360	360	320

4.3 Acciaio in barre per cemento armato e Reti Elettrosaldate

4.3.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio in barre B450C in accordo a DM 17/01/2018 (Capitolo 11).

Le Reti Elettrosaldate (RES), potranno essere realizzate impiegando acciaio B450A con le limitazioni all'impiego previste nel capitolo 11 delle NTC2018.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

4.3.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità		
Qualità dell'acciaio			B450C	B450A
Tensione caratteristica di snervamento nominale	f_{yk}	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	f_{tk}	Mpa	540	540
Modulo elastico	Es	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	ϕ_{min}	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	ϕ_{max}	mm	40	10
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità	
coefficiente γ_s	γ_s		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
STATI LIMITE DI ESERCIZIO		Var	unità	
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max}=0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

4.4 Acciaio per carpenteria metallica

4.4.1 Qualità dell'acciaio

La carpenteria metallica sarà realizzata in Acciaio delle seguenti caratteristiche:

Acciaio per strutture principali:

Elementi principali composti per saldatura o soggetti a saldatura:


- Acciaio S355J0W +N – UNI EN10025-1÷4 per spessori ≤ 20 mm;
- Acciaio S355J2W +N – UNI EN10025-1÷4 per spessori $20 \text{ mm} < t \leq 40$ mm;
- Acciaio S355K2W +N – UNI EN10025-1÷4 per spessori $t > 40$ mm.

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio S355J0W +N – UNI EN10025-1÷4 .

Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio S355J0W +N – UNI EN10025-1÷4 .

S.S. 121 "Catanese" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

4.4.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio da carpenteria metallica		Var	unità	UNI EN 10025
Qualità dell'acciaio				S355
Tensione caratteristica di snervamento	$t \leq 40$ mm	f_{yk}	Mpa	355
Tensione caratteristica di rottura		f_{tk}	Mpa	510
Tensione caratteristica di snervamento	40 mm < $t \leq 80$ mm	f_{yk}	Mpa	335
Tensione caratteristica di rottura		f_{tk}	Mpa	510
Modulo elastico		Es	Mpa	210000
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità	
coeff. di sicurezza per resistenza delle sezioni γ_{m0}		γ_{m0}		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature γ_{m1}		γ_{m1}		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti γ_{m1}		γ_{m1}		1.10
coeff. di sicurezza per resistenza alla frattura, delle sez. Tese indebolite dai fori γ_{m2}		γ_{m2}		1.25
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature	$t \leq 40$ mm	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	322.7
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	367.2
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m0}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature	40 mm < $t \leq 80$ mm	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m1}$	Mpa	304.5
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd} = 0.9 f_{tk} / \gamma_{m2}$	Mpa	408.0

4.5 Connettori a piolo tipo Nelson

4.5.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio secondo UNI EN ISO 13918.

Acciaio S235J2G3 + C450 o similare (ST37 – 3K DIN 50049).

4.5.2 Resistenze di progetto

CONNETTORI A PIOLO		Var	unità	
Qualità dell'acciaio				ex ST37-3K (S235J2+C
Tensione caratteristica di snervamento		f_{yk}	Mpa	≥ 350
Tensione caratteristica di rottura		f_{uk}	Mpa	≥ 450
Allungamento percentuale a rottura		A	%	≥ 15
Strizione		St	%	≥ 50

4.6 Giunzioni bullonate


4.6.1 Qualità dell'acciaio

Tutte le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloneria da precarico ad Alta Resistenza (AR), conforme alla norma UNI EN 14399-1 e alle NTC2018 e recante marchiatura CE.

I bulloni avranno le seguenti caratteristiche:

- Viti di **Classe 10.9** secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 898-1;
- Dadi **Classe 10** secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 20898-2;
- Rondelle (rosette) secondo UNI EN 14399-6.

Le giunzioni bullonate dei collegamenti tra travi principali e traversi saranno del tipo **ad attrito**.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Le giunzioni bullonate dei controventi a croce saranno del tipo **a taglio**.

In ogni caso i collegamenti bullonati devono essere a **serraggio controllato** con bulloni caratterizzati da classe k pari a **K₂** (bulloneria da precarico).

4.6.2 Resistenze di progetto


Classe di resistenza della vite			10.9
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y,bk}$	Mpa	900
Tensione caratteristica di rottura	f_{tbk}	Mpa	1000
STATI LIMITE ULTIMI	Var	unità	
coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni γ_{m2}	γ_{m2}		1.25
Resistenza unitaria a taglio - gambo filettato della vite (A_{res}) $f_{v,Rd} = fac f_{tbk} / \gamma_{M2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	400
Resistenza unitaria a taglio - gambo NON filettato della vite (A) $f_{v,Rd} = 0.6 f_{tbk} / \gamma_{M2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	480
Resistenza unitaria a trazione - $f_{t,Rd} = 0.9 f_{tbk} / \gamma_{M2}$	$f_{t,Rd}$	MPa	720
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLU γ_{m3}	γ_{m3} SLU		1.25
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLE γ_{m3}	γ_{m3} SLE		1.10
Unioni ad attrito - coefficiente γ_{m7} - Precarico dei bulloni ad Alta Resistenza	γ_{m7}		1.00
Unioni ad attrito - Forza unitaria di "precarico" $f_{p,Cd} = 0.7 f_{tbk} / \gamma_{M7}$	$f_{p,Cd}$	MPa	700
Unioni ad attrito - coefficiente di attrito μ	μ		0.30
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLU $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{M3}$	$f_{s,Rd}$ SLU	MPa	168
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLE $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{M3}$	$f_{s,Rd}$ SLE	MPa	191

4.7 Giunzioni saldate

Tutte le giunzioni per **l'assemblaggio dei concetti delle travi principali**, sia quelle da eseguire in officina che quelle da eseguire in cantiere, **saranno di tipo saldato a completa penetrazione di 1° classe**.

I procedimenti di saldatura, i materiali di apporto e i controlli dovranno essere conformi a quanto stabilito dalle NTC2018.

Le specifiche e la sequenza esecutiva delle saldature a completa penetrazione saranno concordate con l'I.I.S.

S.S.121 "Cataneese" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

5 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

5.1 Elenco delle azioni sui ponti stradali

Le azioni di progetto, in accordo con quanto previsto dal capitolo 5 "Ponti" delle NTC2018, vengono di seguito elencate:

Azioni permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali: g1
- Carichi permanenti portati (pavimentazione, cordoli/marciapiedi, barriere acustiche (ove previste), barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili) g2
- Altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, etc.) g3

Distorsioni e deformazioni impresse:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε1
- Effetti reologici - ritiro: ε2
- Effetti reologici - viscosità: ε3
- Cedimenti vincolari: ε4

Azioni Variabili da traffico:

- Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici (Schemi di carico 1 ÷ 5): q1
- Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturale: q2
- Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q3
- Azione centrifuga: q4

Altre Azioni Variabili:

- Azioni di Neve e di Vento: q5
- Azioni idrodinamiche: q6
- Azioni della temperatura: q7
- Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8
- Resistenze parassite dei vincoli: q9

Azioni sismiche:

E

Azioni eccezionali:

A


Nel prosieguo vengono analizzate solo le azioni prese in considerazione ai fini della progettazione delle strutture in esame.

5.2 Analisi dei carichi

Nella determinazione dei valori delle azioni si è tenuto conto dei seguenti pesi unitari dei materiali:

- Strutture in cemento armato: $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Strutture in acciaio: $\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Pavimentazione: $\gamma_{pav} = 24.0 \text{ kN/m}^3$

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni agenti sulle strutture con riferimento al loro valore caratteristico (k).

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

5.2.1 Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1

5.2.1.1 Peso proprio delle strutture d'impalcato

Nell'ambito dell'analisi globale delle travi principali d'impalcato, il peso proprio della carpenteria metallica è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato, a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando un coefficiente maggiorativo pari a 1.44 che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (traversi, controventi, saldature, bullonature etc.).

Il peso proprio della soletta comprensiva delle predalle è pari a:

- Soletta in c.a.: $(11.50 \times 0.31) \times 25.0 = 89.13$ kN/ml

Tenendo conto dell'eccentricità della soletta rispetto al baricentro delle travi principali, il carico agente su ciascuna trave, generato dal peso della soletta, risulta pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Peso soletta in c.a.	kN/m	44.56	44.56

Nell'ambito dell'analisi delle sottostrutture è stato considerato il seguente peso proprio delle strutture di carpenteria metallica d'impalcato:

- Strutture in carpenteria metallica impalcato : $2.7 \times 11.50 = 31.05$ kN/ml

Si ottiene pertanto un peso proprio complessivo delle strutture d'impalcato pari a:

$$Pg1a = 89.13 + 31.05 = 120.18 \text{ kN/m}$$

5.2.1.2 Peso proprio delle sottostrutture e relative fondazioni

Il peso proprio delle sottostrutture e delle relative fondazioni è stato computato nell'ambito delle rispettive analisi e verifiche, condotte con l'ausilio di specifici fogli di calcolo di Excel.

5.2.2 Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2

5.2.2.1 Carichi permanenti agenti sulle strutture d'impalcato


Il peso della pavimentazione, comprensivo dello strato di impermeabilizzazione estradossale, è pari a:

$$g2,pav = 0.11 \times 24.0 = 2.64 \text{ kN/mq}$$

approssimando per eccesso, nelle analisi si considera il valore di 3.0 kN/mq.

E' stata presa in considerazione la configurazione di sezione trasversale d'impalcato con tubazioni di smaltimento, carter metallico e rete di protezione antilancio che determina il massimo carico verticale sulla singola trave principale ed è stata implementata nelle analisi globali delle strutture e sottostrutture d'impalcato.

Le analisi dei carichi permanenti portati relative all'impalcato sono di seguito illustrate:

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Analisi dei carichi - Campata 1		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	3.75	-5.38	-20.16
cordolo dx	kN/m	3.75	5.38	20.16
pavimentazione	kN/m	30.00	0.00	0.00
guard-rail sx	kN/m	1.50	-5.50	-8.25
guard-rail dx	kN/m	1.50	5.50	8.25
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	0.50	-5.60	-2.80
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	0.50	5.60	2.80
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in sx	kN/m	1.50	-5.00	-7.50
Tubazione smaltimento acque di piattaforma in dx	kN/m	0.00	5.00	0.00
veletta sx	kN/m	1.40	-5.75	-8.05
veletta dx	kN/m	1.40	5.75	8.05
Sommano		45.80	-0.16	-7.50

Pertanto, i carichi agenti sulle travi risultano pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
cordoli	kN/m	3.75	3.75
pavimentazione	kN/m	15.00	15.00
guard-rail	kN/m	1.50	1.50
barriere antirumore/parapetti	kN/m	0.50	0.50
Tubazione smaltimento acque di piattaforma	kN/m	1.69	-0.19
velette	kN/m	1.40	1.40
Totale permanenti portati	kN/m	23.84	21.96

5.2.2.2 Rinterro sulle spalle

Gli effetti del rinterro sono stati determinati considerando un peso specifico del terreno:

$$\gamma_{rin} = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

5.2.3 Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3

La spinta delle terre sulle spalle fondate su pali è stata valutata in esercizio con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno retrostante.

Sono stati considerati i seguenti parametri:

peso di volume del materiale da rilevato stradale: $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

angolo d'attrito interno del rilevato stradale: $\phi = 35^\circ$

coefficiente di spinta a riposo : $K0 = 1 - \tan \phi = 0.426$


In condizioni sismiche, la spinta delle terre è stata valutata in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

Il calcolo dei coefficienti di spinta è esplicitato nell'ambito delle verifiche delle spalle.

5.2.4 Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – ε2 e ε3

5.2.4.1 Deformazione da ritiro a tempo infinito

La deformazione totale per ritiro si può esprimere come:

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Dove:

- ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro
 ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento
 ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno

La valutazione delle deformazioni sopra elencate è stata effettuata in accordo al punto §11.2.10.6 delle NTC2018 pervenendo ai seguenti valori:

Ritiro del calcestruzzo (ε 2)	var	unità	
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	MPa	34077
spessore dei getti in opera	h_c	m	0.240
area del calcestruzzo soggetta a ritiro	A_c	m ²	2.760
perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera	u	m	11.88
coefficiente $h_0 = 2 \times A_c / u$	h_0	mm	465
umidità relativa atmosfera	RH	%	75%
deformazione finale da ritiro per essiccamento	ε_c		0.00021
deformazione finale per ritiro autogeno	ε_{ca}		0.00006
deformazione totale finale per ritiro	ε_{cs}		0.00027

Gli effetti dovuti al ritiro iperstatico sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:


$$N_r = - \varepsilon_{cs} \times A_c \times E_a / n_r$$

$$M_r = N_r \times z$$

Essendo:

- ε_{cs} la deformazione totale finale per ritiro;
 A_c l'area del calcestruzzo soggetta a ritiro;
 E_a modulo elastico dell'acciaio;
 n_r coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni del ritiro.
 z distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di lungo termine dovute al ritiro.

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo ($\epsilon 2$)	var	unità	
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a tinf estremità sx	z	m	0.741
baricentro della sezione composta a tinf estremità dx	z	m	0.741
Forza assiale d'estremità	Ncr	kN	-9847.7
Momento flettente d'estremità sx	Mcrsx	kNm	7293.0
Momento flettente d'estremità dx	Mcrdx	kNm	7293.0
Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità sx	kN	-4923.8	-4923.8
Momento flettente d'estremità sx	kNm	3646.5	3646.5
Forza assiale d'estremità dx	kN	-4923.8	-4923.8
Momento flettente d'estremità dx	kNm	3646.5	3646.5

5.2.4.2 Coefficienti di omogeneizzazione acciaio-cls a lungo termine

Gli effetti del ritiro e della viscosità sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)}$$

Dove:

E_{c0} è il modulo elastico del cls a 28 giorni;

ψ_L è un coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione che per la valutazione degli effetti isostatici ed iperstatici del ritiro vale 0.55 mentre per la valutazione degli effetti indotti dai carichi permanenti vale 1.10;

$\phi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità definito in accordo alle tabelle 11.2.VI e 11.2.VII delle NTC2018 in funzione di t_0


t_0 è assunto pari ad 1 giorno per la valutazione degli effetti dovuti dal ritiro, mentre è assunto pari a 60 giorni per la valutazione degli effetti dovuti ai carichi permanenti.

Le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni trasversali composte che schematizzano l'impalcato sono state definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di lunga durata, sono stati definiti i rapporti modulati n_L in funzione del tipo di azione mediante la:

$$n_L = \frac{E_a}{E_c^*} = \frac{E_a}{E_{c0} / (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))} = n_0 (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))$$

Avendo indicato con $n_0 = E_a / E_{c0}$ il rapporto modulare per azioni di breve durata.

In ultima analisi si ottiene:

S.S.121 "Catane" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Viscosità del calcestruzzo (ε 3)	var	unità
coefficiente finale di viscosità per carichi permanenti	ϕ_c (inf,60)	1.32
coefficiente correttivo per azioni permanenti	ψ_L	1.10
coefficiente di omogeneizzazione a tinf (permanenti)	ninf	15.09

5.2.5 Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – ε4

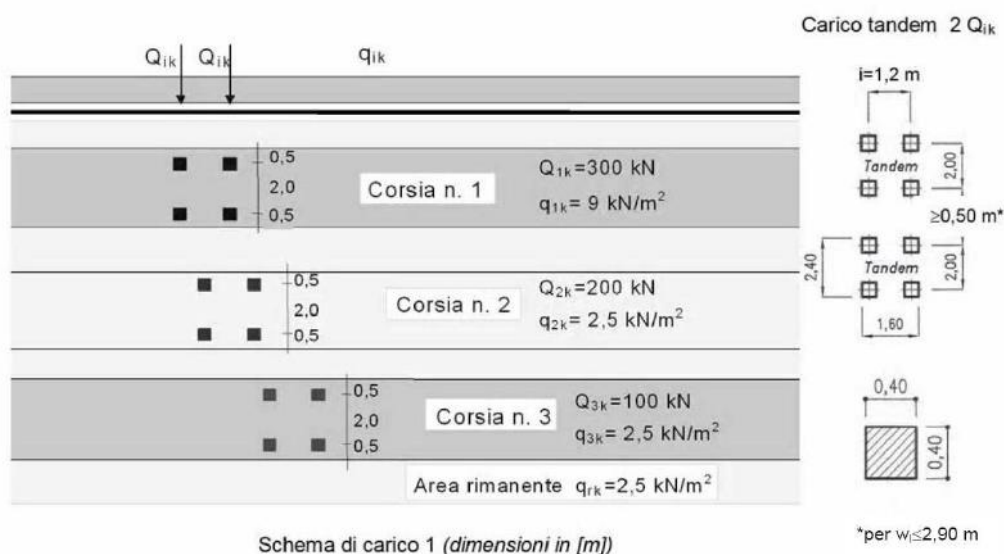
Sono stati considerati cedimenti vincolari pari a 1/5000 della luce delle campate afferenti agli appoggi.

Si ottengono valori pari a 4 mm per le Spalle e 10 mm in corrispondenza delle Pile di riva e 12 mm in corrispondenza delle Pile centrali.

5.2.6 Azioni variabili da traffico - Carichi verticali compressivi degli effetti dinamici – q1

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018.

Per le analisi globali finalizzate al dimensionamento delle strutture di impalcato e delle sottostrutture si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella seguente figura:



Si considera un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

Le intensità dei carichi concentrati e distribuiti considerate sono quelle richiamate nella Tab. 5.1.II delle NTC2018:

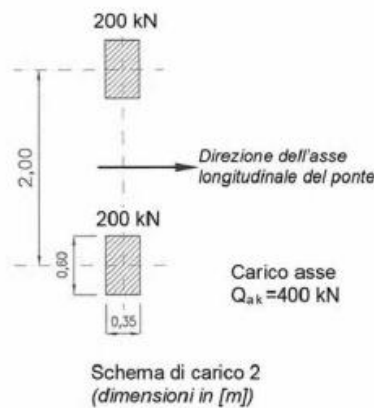
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

I suddetti carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Nel caso in esame, non essendo previsti marciapiedi, non è stato considerato lo Schema di carico 5, relativo alla folla, uniformemente distribuito di intensità pari a 5.0 kN/m².

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato è stato considerato anche lo Schema di carico 2 costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato nella figura seguente:



Questo schema è stato considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I delle NTC2018):

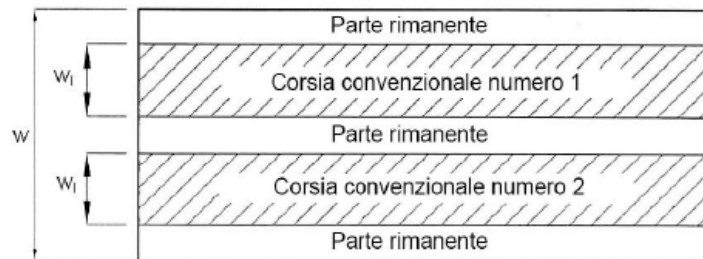



Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

5.2.6.1 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali impalcato

La disposizione delle corsie convenzionali nella carreggiata è stata scelta in modo da ottenere la situazione più gravosa sulla singola trave principale esaminata.

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Sono state esaminate le seguenti configurazioni:

- C1-sx: 1 colonna di carico (Corsia Numero 1), disposta a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C2-sx: 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C3-sx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata;
- C4-sx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata e parte rimanente;
- C1-dx: 1 colonna di carico (Corsia Numero 1), disposta a partire dal margine destro della carreggiata;
- C2-dx: 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine destro della carreggiata;
- C3-dx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata;
- C4-dx: 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata e parte rimanente;

La distribuzione dei carichi accidentali sulle travi è determinata risolvendo il sistema **isostatico** costituito dalla soletta d'impalcato appoggiata in corrispondenza delle travi e determinando le reazioni di appoggio.


Le tabella seguente sintetizza la ripartizione dei carichi mobili sulle due travi per le combinazioni da C1-sx a C3-sx (carichi mobili in SX):

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
1 colonna di carico (Q1k)	kN/m	281.25	18.75
2 colonne di carico (Q1k + Q2k)	kN/m	393.75	106.25
3 colonne di carico (Q1k + Q2k + Q3k)	kN/m	412.50	187.50
1 colonna di carico (q1k)	kN/m	25.31	1.69
2 colonne di carico (q1k + q2k)	kN/m	29.53	4.97
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)	kN/m	30.94	11.06
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)+ parte rimanente	kN/m	30.94	11.06
Veicoli LM2 per verifiche a fatica (asse corsia lenta)	kN/m	0.67	0.33

Le tabella seguente sintetizza la ripartizione dei carichi mobili sulle due travi per le combinazioni da C1-dx a C3-dx (carichi mobili in DX):

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
1 colonna di carico (Q1k)	kN/m	18.75	281.25
2 colonne di carico (Q1k + Q2k)	kN/m	106.25	393.75
3 colonne di carico (Q1k + Q2k + Q3k)	kN/m	187.50	412.50
1 colonna di carico (q1k)	kN/m	1.69	25.31
2 colonne di carico (q1k + q2k)	kN/m	4.97	29.53
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)	kN/m	11.06	30.94
3 colonne di carico (q1k + q2k + q3k)+ parte rimanente	kN/m	11.06	30.94
Veicoli LM2 per verifiche a fatica (asse corsia lenta)	kN/m	0.33	0.67

Come è possibile evincere, gli effetti più gravosi per la singola trave, sono relativi al caso di piattaforma impegnata da tre colonne di carico.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

5.2.6.2 Disposizione trasversale delle corsie convenzionali per analisi globali sottostrutture

Per la determinazioni dei massimi effetti generati dai carichi mobili sulle sottostrutture, sono state esaminate le seguenti configurazioni:

- C1: impalcato impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata, e carico distribuito q_{ik} sulla rimanente larghezza dell'impalcato, questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;
- C2: impalcato impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine sinistro della carreggiata, questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture;
- C3: impalcato impegnato da 3 colonne di carico (Corsia Numero 1, n.2 e n.3), disposte a partire dal margine destro della carreggiata, e carico distribuito q_{ik} sulla rimanente larghezza dell'impalcato, questa configurazione massimizza lo sforzo normale sulle sottostrutture;
- C4: impalcato impegnato da 2 colonne di carico (Corsia Numero 1 e n.2), disposte a partire dal margine destro della carreggiata, questa configurazione massimizza la coppia trasversale sulle sottostrutture.

5.2.6.3 Disposizione longitudinale dei carichi mobili

In direzione longitudinale, i carichi sono stati applicati come suggerito dalle linee d'influenza in modo da ottenere gli effetti più sfavorevoli.

5.2.7 Azioni variabili da traffico – Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione – q3

L'azione longitudinale di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{ik}) + 0.10 q_{ik} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Nel caso in esame si ha:

$$q_3 = 900 \text{ kN}$$

5.2.8 Azioni variabili da traffico – Azione centrifuga – q4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri), l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato nella Tab. 5.1.III delle NTC2018, essendo $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tab. 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_w/R$
$1500 \leq R$	0

Nel caso in esame la forza centrifuga non viene considerata.

5.2.9 Azioni di Neve e di Vento – q5

Il carico di neve, non concomitante con i carichi da traffico, non risulta in alcun modo dimensionante nel caso in esame e non viene preso in considerazione.

Le azioni da vento sono state valutate secondo quanto specificato nel par. 3.3 delle NTC2018.

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Per il calcolo dei coefficienti di forma si è fatto riferimento alla UNI-ENV 1991-2-4/1997:

$$C_{f,x} = C_{fx,0}$$

Dove:

$C_{fx,0}$ è il coefficiente di forma per snellezza infinita da determinarsi in base alle caratteristiche geometriche dell'impalcato ed al rapporto d/b in base alle figure sotto riportate:

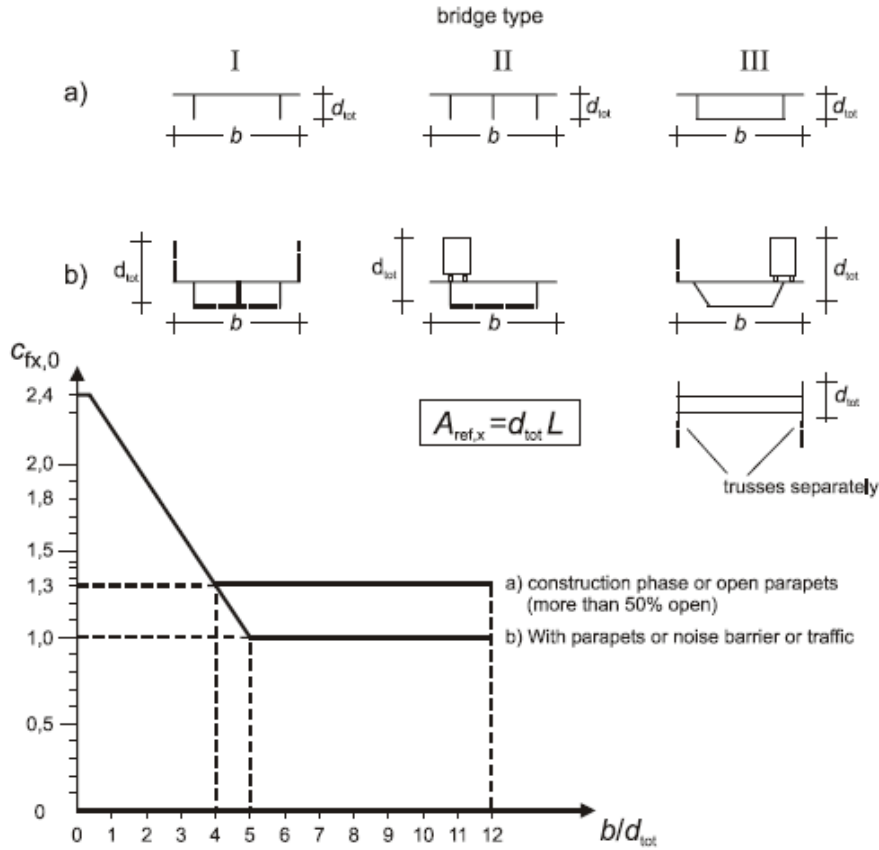




Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $C_{fx,0}$

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Di seguito si riporta il calcolo delle azioni esercitate dal vento sulle strutture d'impalcato:

Effetti dovuti al Vento (q5)	var	unità	
Zona del territorio italiano	Zona		4
parametro vb,0	vb0	m/sec	28.0
parametro a0	a0	m	500
parametro ks	ks		0.36
altitudine del viadotto s.l.m.	as	m	100
velocità di riferimento vb	vb	m/sec	28.0
pressione cinetica del vento	qb	kN/m2	0.49
Classe di rugosità del terreno			B
Categoria di esposizione del sito			III
coefficiente kr	kr		0.20
altezza di riferimento z0	z0	m	0.10
altezza di riferimento zmin	zmin	m	5.00
altezza dal suolo z	z	m	9.0
coefficiente di topografia	ct		1.0
coefficiente di esposizione ce(z)	ce		2.07
coefficiente dinamico cd	cd		1.00
coefficiente di forma cp impalcato scarico	cp1		2.00
coefficiente di forma cp impalcato carico	cp2		1.91
coefficiente di forma cp pile	cp3		1.20
pressione del vento impalcato scarico	p1	kN/m2	2.03
pressione del vento impalcato carico	p2	kN/m2	1.93
pressione del vento pile	p3	kN/m2	1.22
Larghezza complessiva impalcato	b	m	11.50
Lunghezza complessiva impalcato	Ltot	m	621.2
Altezza travi (media per impalcato variabile)	ht	m	2.28
Altezza soletta	hsol	m	0.31
Altezza cordolo da estradosso soletta	hcord	m	0.20
altezza complessiva impalcato	d	m	2.79
Altezza di riferimento per sistema parapetto+guard-rail	d1	m	4.00
Altezza di calcolo impalcato scarico	dtot1	m	6.79
Altezza di calcolo impalcato carico	dtot2	m	5.70
Altezza centro di taglio	zg	m	2.43
Altezza travi in asse appoggi pila	htr_max	m	3.00
Carichi dovuti al vento	qt (kN/m)	b (m)	Mt (kNm/m)
Impalcato scarico (braccio al centro di taglio)	13.8	0.96	13.3
Impalcato carico (braccio rispetto al baricentro impalcato)	11.0	0.42	4.6
Impalcato scarico (braccio rispetto agli appoggi)	13.8	4.12	56.8
Impalcato carico (braccio rispetto agli appoggi)	11.0	3.57	39.4
Carichi verticali agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Vento ad impalcato scarico - rispetto al centro di taglio	kN/m	-1.66	1.66
Vento ad impalcato carico - rispetto al centro di taglio	kN/m	-0.57	0.57
Vento ad impalcato scarico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-7.10	7.10
Vento ad impalcato carico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-4.92	4.92

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

Relativamente alle azioni del vento in direzione verticale, la norma EN 1991-1-4, suggerisce di considerarle simultaneamente alle azioni orizzontali, limitatamente ai casi in cui queste azioni risultino “significative”.

Al punto 8.3.3 viene poi ulteriormente specificato che le azioni del vento in direzione verticale determinano effetti “significativi” solo se l’entità del carico è dello stesso ordine di grandezza dei carichi permanenti.

Nel caso in esame si ha:

$$F_{w,z} = \pm q_b \times c_e \times c_{f,z} \times A_{ref,z} = \pm 0.49 \times 2.07 \times 0.9 \times 11.50 \times 60.0 = \pm 629.9 \text{ kN}$$

Nella quale $c_{f,z} = 0.90$ è il coefficiente di pressione in direzione verticale.

L’eccentricità di questa forza in direzione trasversale è fissata in:

$$e = b / 4 = 11.50 / 4 = 2.88 \text{ m}$$

e pertanto, si sviluppa un momento torcente pari a:

$$M_{tw,z} = \pm 629.9 \times 2.88 = \pm 1810.9 \text{ kNm}$$

Volendo stimare il rapporto tra le forze relative al vento verticali e il peso proprio della struttura, si determina la reazione massima agli appoggi generata dal vento verticale:

$$R_{F_{w,z}} = 629.9/2 + 1810.9 \times 0.125 = 541 \text{ kN}$$

Le reazioni generate dai carichi permanenti è pari complessivamente a:

$$R_{G1+G2} = 6769 \text{ kN}$$

L’entità delle forze generate dal vento in direzione verticale risulta, nel caso in esame, di un ordine di grandezza inferiore rispetto a quelle generate dai carichi permanenti e sono state ritenute trascurabili.

5.2.10 Azioni della temperatura – q7


Le variazioni termiche agenti sulle strutture d’impalcato sono state adottate in accordo alla norma EN 1991-1-5.

Nell’analisi globale delle strutture d’impalcato e delle sottostrutture sono state considerate:

- una variazione termica positiva tra soletta e travi metalliche pari a $+10^\circ$;
- una variazione termica negativa tra soletta e travi metalliche pari a -10° .

La differenza di temperatura uniforme agente sulle strutture d’impalcato, considerata ai fini del dimensionamento delle sottostrutture e dell’escursione longitudinale di dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione, è stata valutata in base ai seguenti parametri:

Dati	Var	unità	
Distanza tra punto fisso e giunto di dilatazione	DL	m	
Tipologia di impalcato	Type		2
Coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15
Temperatura massima dell’aria all’ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.94
Temperatura minima dell’aria all’ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-14.74
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	100
Zona climatica	Z		IV
deformazione totale finale per ritiro	ϵ_{cs}		0.00027

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

Risultati	Var	unità	
Temperatura massima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmax	[°]	41.8
Temperatura minima dell'aria all'ombra alla quota as	Tmin	[°]	-15.6
Temperatura massima del ponte	Te,max	[°]	45.8
Temperatura minima del ponte	Te,min	[°]	-11.6
Massima variazione termica in contrazione: $DTN,con = T0 - Te,min$	$\Delta TN,con$	[°]	26.6
Massima variazione termica in espansione: $DTN,exp = Te,max - T0$	$\Delta TN,exp$	[°]	30.8
Variazione termica complessiva: $DTn = Te,max - Te,min$	ΔTN	[°]	57.4
Massima variazione termica in contrazione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,con_g$	[°]	46.6
Massima variazione termica in espansione per scorrimenti appoggi e giunti:	$\Delta TN,exp_g$	[°]	50.8

La tipologia d'impalcato fa riferimento alla classificazione della EN 1991-1-5 (tipo 2 per impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo).

La zona climatica fa riferimento alla zonizzazione del territorio nazionale di seguito illustrata:

- Al fine della valutazione della temperatura dell'aria all'ombra a quote diverse da quella del mare, il territorio italiano è suddiviso in 4 zone climatiche:
- zona I (Valle d'Aosta, Piemonte Lombardia, Emilia Romagna, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Trentino Alto Adige);
 - zona II (Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata);
 - zona III (Marche, Abruzzo, Molise, Puglia);
 - zona IV (Calabria, Sicilia).



Figura 5.1: Zonizzazione del territorio nazionale per valutazioni azioni climatiche

I valori delle temperature massime e minime all'ombra al livello del mare, sono state desunte dalle seguenti mappe:

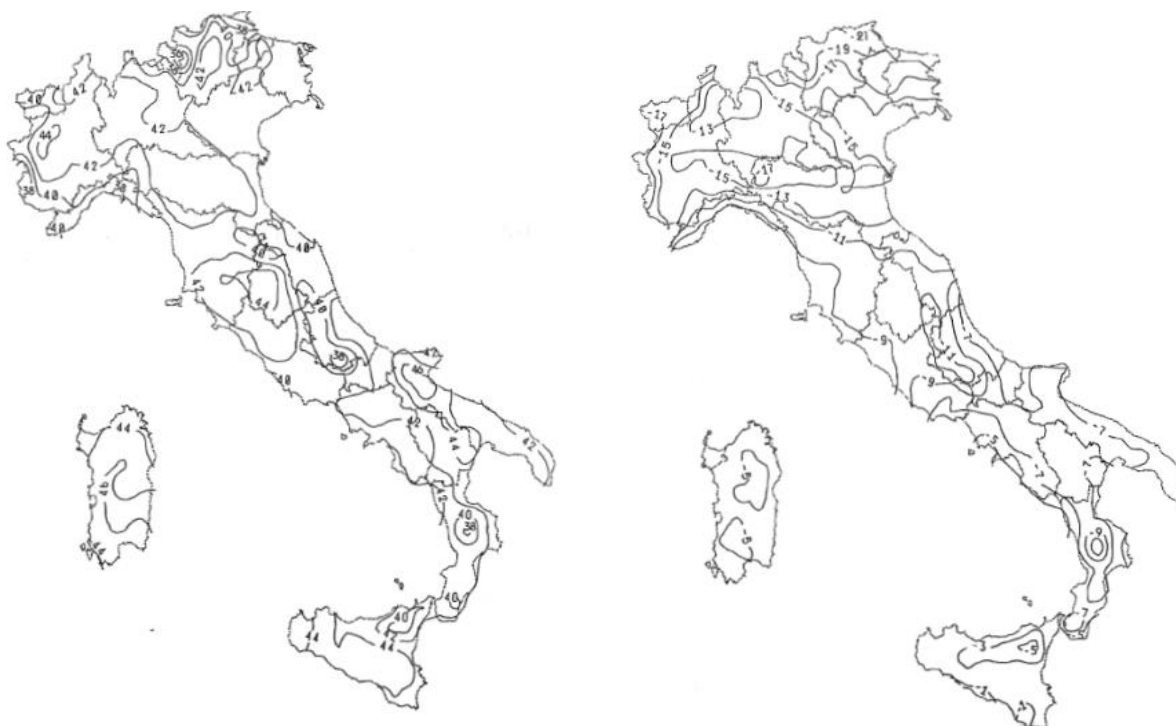


Figura 5.2: Temperature dell'aria massime T_{max} (sx) e minime T_{min} (dx) dell'aria all'ombra al livello del mare

Gli effetti dovuti alle variazioni termiche differenziali sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:

Variazioni termiche positive:

$$N\Delta T_+ = \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T_+ = - N\Delta T_+ \times z$$

Variazioni termiche negative:

$$N\Delta T_- = - \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T_- = N\Delta T_- \times z$$

Essendo:

α il coefficiente di dilatazione termica;


A_c l'area della soletta gettata in opera;

E_a modulo elastico dell'acciaio;

n_0 coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni di breve termine.

z distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di breve termine.

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Effetti dovuti alle Variazioni termiche (q7)	var	unità	
variazione termica positiva	$\Delta T+$	°	10.0
variazione termica negativa	$\Delta T-$	°	-10.0
coefficiente di dilatazione termica	α		1.00E-05
coefficiente di omogeneizzazione a t0	n0		6.16
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a t0 estremità sx	z	m	0.455
baricentro della sezione composta a t0 estremità dx	z	m	0.455
Forza assiale d'estremità DT+	NcdT+	kN	9405.3
Momento flettente d'estremità sx	McdT+sx	kNm	-4276.5
Momento flettente d'estremità dx	McdT+dx	kNm	-4276.5
Forza assiale d'estremità DT-	NcdT-	kN	-9405.3
Momento flettente d'estremità sx	McdT-sx	kNm	4276.5
Momento flettente d'estremità dx	McdT-dx	kNm	4276.5

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità - DT+	kN	4702.6	4702.6
Momento flettente d'estremità sx	kNm	-2138.2	-2138.2
Momento flettente d'estremità dx	kNm	-2138.2	-2138.2
Forza assiale d'estremità - DT-	kN	-4702.6	-4702.6
Momento flettente d'estremità sx	kNm	2138.2	2138.2
Momento flettente d'estremità dx	kNm	2138.2	2138.2

5.2.11 Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8

Il sistema di forze orizzontali equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, secondo il paragrafo §5.1.3.10 delle NTC2018, può essere valutato alternativamente sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione idonea a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1 e h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10m) e h2 = 1,00 m.

La norma specifica altresì che nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo.

Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50, fermo restando che trattandosi di azione eccezionale, il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto del veicolo in svio deve essere assunto unitario.

Nel caso in esame, è previsto l'impiego di barriere di fornitura Anas con classe di contenimento H3-BP.

La tabella seguente riporta il calcolo del momento trasmesso dal singolo montante delle barriere di sicurezza alle strutture di sostegno in funzione della classe di contenimento:

Azioni da urto di veicolo in svio	Var	unità	H2BP	H3BP	H4BP
Profilo montante	Prof		C160x120x40x5	C160x120x40x5	C160x120x40x5
Interasse montanti	im	m	2.25	1.50	1.50
Altezza barriera	hb	m	1.355	1.51	1.56
Altezza piastre di rinforzo alla base	hpr	m	0.20	0.20	0.20
Spessore piastra di base	spb	m	0.015	0.015	0.015
Sovralzo cordolo su piano viario	hc	m	0.05	0.05	0.05
Altezza punto di applicazione dal piano viario	hq8	m	1.00	1.00	1.00
distanza tra punto di applicazione e cerniera plastica	bp	m	0.735	0.735	0.735
Modulo plastico di resistenza	Wp	mm ³	144480	144480	144480
tensione di snervamento acciaio	fyk	MPa	275	275	275
Momento plastico	Mp	kNm	51.7	51.7	51.7
Forza orizzontale associata a Mp: $H_p = M_p/b_p$	H_p	kN	70.3	70.3	70.3
M_{tot} = M_p + H_p x (hc + spb + hpr)	M_{tot}	kNm	70.3	70.3	70.3

Il valore della forze è sempre lo stesso atteso che il profilo previsto per i montanti delle barriere Anas ha sempre le stesse caratteristiche.

Trattandosi di opere di nuova realizzazione è apparso conveniente riferirsi alle forze e schemi di applicazione delle forze d'urto previste nel "Quaderno Anas n.1", per condizioni "ordinarie", che prevede l'applicazione di forze trasversali più elevate rispetto a quelle corrispondenti alla plasticizzazione dei montanti delle barriere Anas:

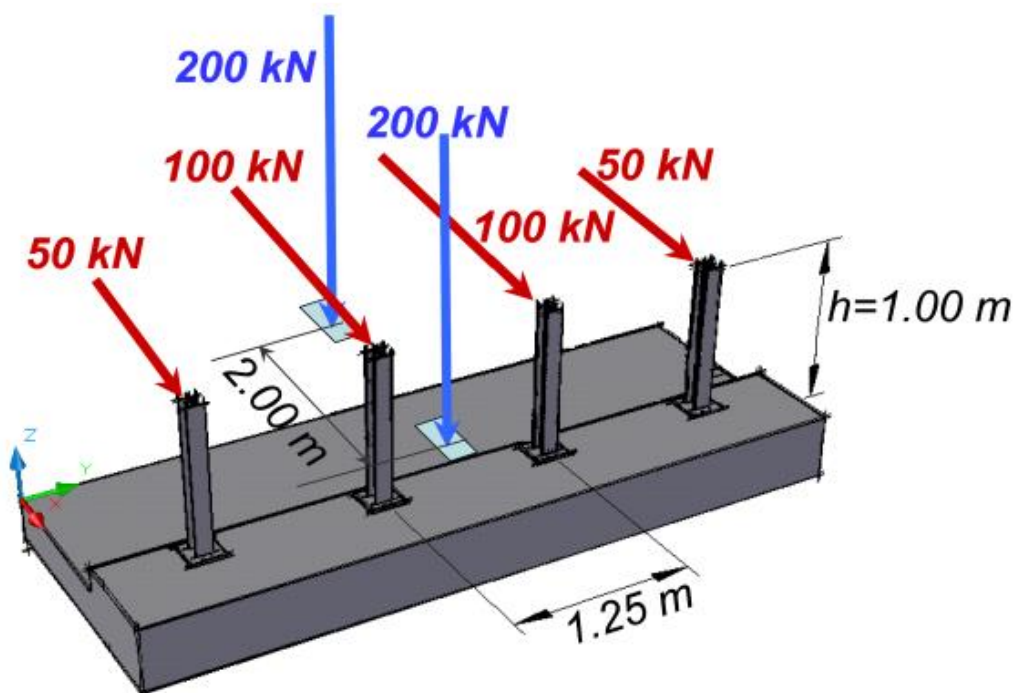



Figura 5.3: Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie"

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

La condizione di progettazione "ordinaria" è raggiunta se sono verificati i seguenti aspetti:

- **connessioni tra barriere e strutture:** si ipotizza l'installazione di barriere metalliche vincolate alla struttura per mezzo di connessioni pseudo-duttile, ossia in particolare mediante l'utilizzo di 3 o 4 tirafondi in acciaio per ciascuna piastra alla base dei montanti della barriera, ancorati chimicamente al calcestruzzo e meccanicamente alla piastra con bulloni serrati (alla coppia di serraggio stabilita dal manuale di installazione della barriera);
- **traffico stradale:** l'aliquota relativa ai veicoli pesanti è contenuta entro il 30% del flusso totale di traffico; le velocità praticate sono coerenti con la velocità di progetto della strada, per quanto riguarda i veicoli leggeri, e con i limiti legali di velocità per i veicoli pesanti;
- **configurazione geometrica della strada:** si fa riferimento a tratti stradali in rettilineo ed in orizzontale ovvero caratterizzati da andamento planimetrico e altimetrico della strada poco differente da tali condizioni.

Il sistema di forze equivalenti alle azioni causate da collisioni sugli elementi di sicurezza in condizioni di progettazione ordinaria prevede:

- **forze trasversali:** si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m; le due forze applicate ai paletti di estremità della zona considerata sono pari a 50kN e le altre due, applicate ai montanti interni, sono pari a 100kN. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno dell'impalcato.
- **carichi verticali:** oltre al peso proprio della struttura, si considera lo Schema di Carico 2 previsto nelle NTC, costituito da due impronte di carico di dimensioni 0.35 x 0.60 m su ciascuna delle quali è applicata una forza di 200 kN; le impronte sono collocate longitudinalmente in mezz'area della zona di impalcato interessata dall'applicazione del suindicato carico orizzontale e trasversalmente una è posta all'estremità della piattaforma stradale mentre l'altra è distante 2.00 m da essa.


5.2.12 Resistenze parassite dei vincoli – q9

Le resistenze parassite dei vincoli sono state valutate assumendo per gli apparecchi di appoggio un coefficiente di attito pari al 3% dell'intensità dei carichi verticali dovuti al peso proprio ed ai permanenti portati. Sull'allineamento fisso per il rispetto delle condizioni di equilibrio, si esercita una reazione pari alla somma delle azioni parassite che si sviluppano in corrispondenza dei mobili, ma di segno opposto.

5.2.13 Azioni sismiche – E

5.2.13.1 Coordinate di riferimento e parametri sismici fondamentali

I parametri sismici fondamentali sono stati determinati per la regione **Sicilia** utilizzando la Tabella 2, in allegato alle NTC. Si ottengono i seguenti valori:

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

VI10

WGS84		ED50	
Lon	Lat	Lon	Lat
13.455817	38.005402	13.456672	38.006463

Vita Nominale	$V_N =$	50 anni
Classe d'uso	$Cl =$	IV
Coefficiente d'uso	$C.u. =$	2.0
Periodo di riferimento	$V_R =$	100 anni

PARAMETRI SISMICI

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T^*_C [s]
SLO	60	0.069	2.336	0.258
SLD	101	0.091	2.325	0.270
SLV	949	0.224	2.442	0.308
SLC	1950	0.283	2.504	0.320

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale, definiti in base al §3.2 delle NTC 2018.

5.2.13.2 Spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

Gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$


In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \times S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 5.1) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 5.2);

S.S.121 "Catanesese" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta=10/(5+\xi)\geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C=C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 5.1);
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e vale:
 $T_B=T_C/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D=4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6$

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5.1 – Espressioni per S_s e C_c

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 5.2 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Nel caso in esame si ha:

- Categoria di sottosuolo: **C**
- Categoria stratigrafica: **T1**

La figura seguente illustra gli spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali di progetto:

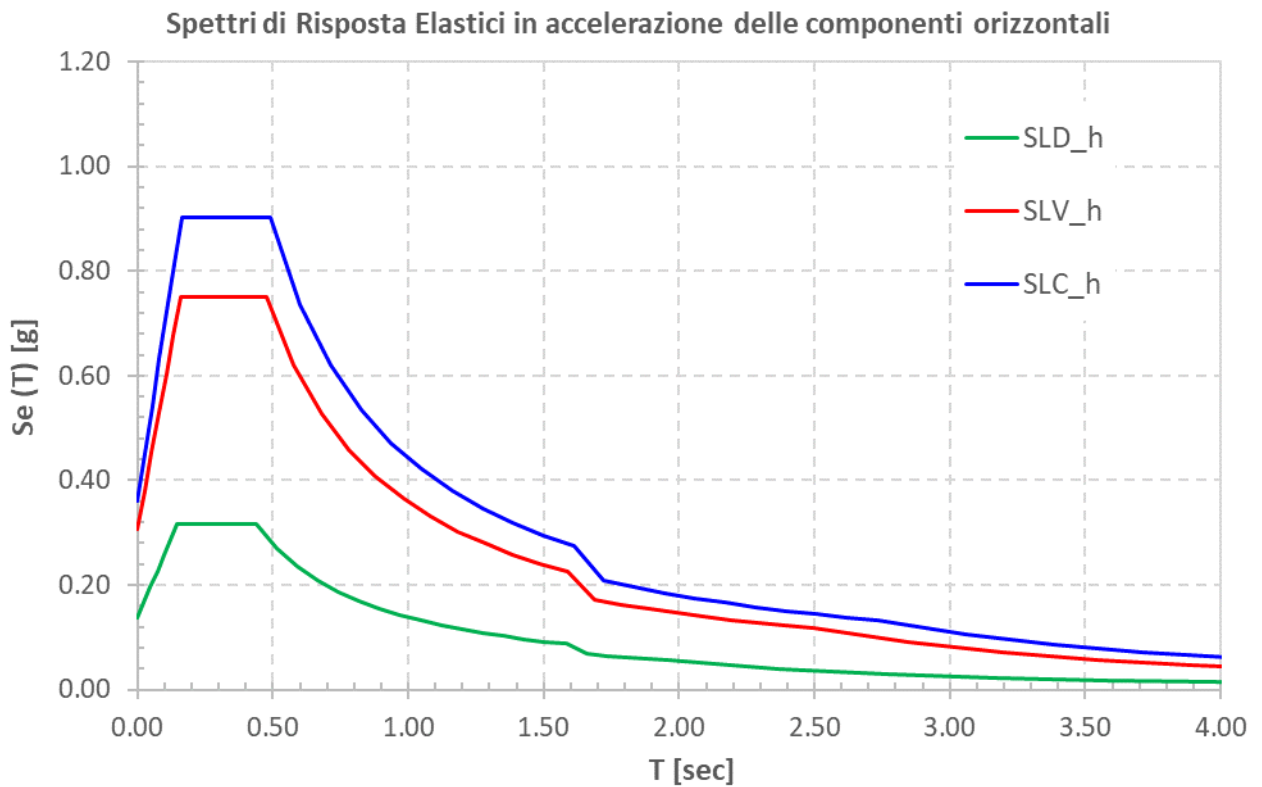


Figura 5.4 – Spettri elastici di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]	C_c [-]	d_g [m]	v_g [m/s]
SLD	0.091	2.325	0.270	0.146	0.437	1.964	1.50	1.00	1.50	1.62	0.029	0.094
SLV	0.224	2.442	0.308	0.159	0.477	2.496	1.37	1.00	1.37	1.55	0.090	0.230
SLC	0.283	2.504	0.320	0.163	0.489	2.732	1.27	1.00	1.27	1.53	0.118	0.277

Tabella 5.3 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

5.2.13.3 Spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

Gli spettri di risposta elastici della componente verticale sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad [3.2.9]$$

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_{ve}(T)$ è l'accelerazione spettrale verticale;

F_v Il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione $F_v = 1.35 \times F_0 \times (a_g/g)^{0.5}$;

I valori di a_g , F_0 , S , η sono quelli precedentemente definiti per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC2018:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La figura seguente illustra gli spettri di risposta in accelerazione della componente verticale di progetto:

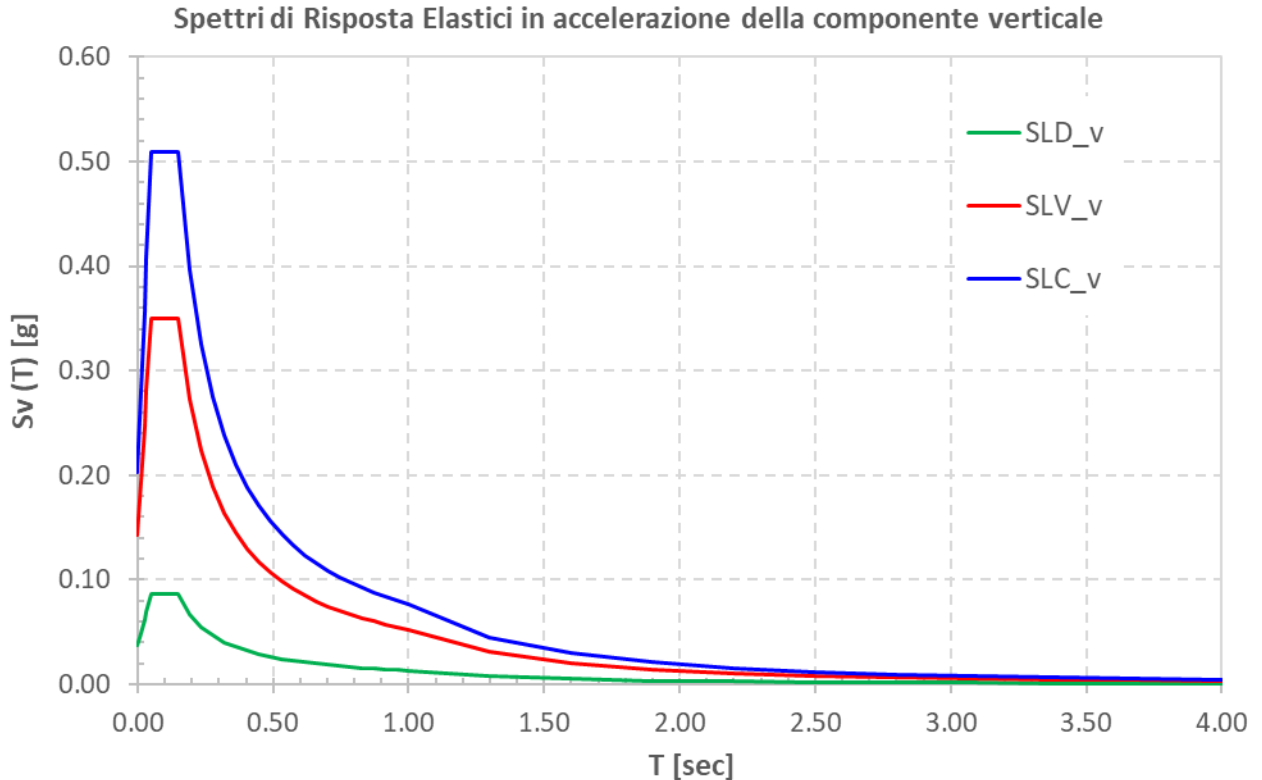


Figura 5.5 – Spettri elastici di risposta in accelerazione della componente verticale

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	a_g [g]	F_0 [-]	F_V [-]	T_B [sec]	T_C [sec]	T_D [sec]	S_S [-]	S_T [-]	S [-]
SLD	0.091	2.325	0.947	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLV	0.224	2.442	1.560	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLC	0.283	2.504	1.798	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00

Tabella 5.4 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

5.2.13.4 Masse sismiche

In accordo al punto §5.1.3.12 delle NTC2018, Per determinare gli effetti delle azioni sismiche sulle strutture si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti portati, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

5.3 Combinazioni di Carico

5.3.1 Combinazioni di carico in esercizio


Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono state considerate le combinazioni di cui ai gruppi di azioni 1, 2a e 2b della tabella 5.1.IV delle NTC2018:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La tabella 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche SLU:

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Nel caso in esame, essendo i carichi permanenti non strutturali compitamente definiti sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC2018:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

5.3.1.1 Combinazioni per verifiche strutture d'impalcato

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

1. $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7b} + 1.50 \times 0.6 \times q_5$;
2. $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7a} + 1.50 \times 0.6 \times q_5$;

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-Rara sono le seguenti:


3. $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7b} + 0.6 \times q_5$;
4. $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7a} + 0.6 \times q_5$;

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-FRequente sono le seguenti:

5. $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7b}$;
6. $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7a}$

Dove:

- G_1 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai pesi propri;
- G_2 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai permanenti portati;
- ε_2 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al ritiro;
- ε_4 sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai cedimenti dei vincoli (ove previsti);
- q_{7a} sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica positiva;

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

- Q_{7b} sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica negativa;
- Q₁ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alle azioni variabili da traffico (C carichi concentrati – D carichi distribuiti – F folla);
- Q₅ sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al vento.

5.3.1.2 Combinazioni per sottostrutture

Si rimanda ai capitoli relativi ai dimensionamento di pile e spalle.

5.3.2 Combinazioni di carico in fase sismica

La risposta della struttura è stata calcolata per sisma agente in direzione orizzontale trasversale e longitudinale ed in direzione verticale.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

$$E_I = E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_t = 0.30 E_{EI} \pm E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_v = 0.30 E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm E_{Ev}$$

Essendo:

E_{EI} Azione sismica in direzione orizzontale longitudinale;


E_{Et} Azione sismica in direzione orizzontale trasversale;

E_{Ev} Azione sismica in direzione verticale.

Le azioni sismiche sono state combinate con i carichi permanenti secondo la seguente espressione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$


Nelle verifiche di resistenza delle strutture d'impalcato è omessa la combinazione sismica in quanto non dimensionante.

S.S.121 "Cataneſe" <i>Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

6 ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO

Dato che le caratteristiche geometriche dell'impalcato dx risultano leggermente inferiori rispetto a quelle dell'impalcato sx, di conseguenza lo saranno anche le sollecitazioni agenti sulla struttura.


Si rimanda dunque alla relazione della carreggiata sx per le verifiche delle strutture d'impalcato in carreggiata dx.

S.S.121 "Cataneese" <i>Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

7 ANALISI DELLE SOTTOSTRUTTURE

A parità di caratteristiche dimensionali delle strutture d'impalcato e di profili geotecnici per la carreggiata dx e sx del viadotto in oggetto, si rimanda alla relazione di calcolo della carreggiata sx per le verifiche relative alle Pile, alla Spalla A ed alle rispettive opere di fondazione, in quanto queste presentano altezze tali da indurre sollecitazioni leggermente maggiori.

I risultati ottenuti per le sottostrutture della carreggiata sx, si estendono a favore di sicurezza a quelle della carreggiata dx.

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

8 VERIFICHE SPALLE

Si riportano nel capitolo seguente le verifiche relative alla Spalla B. Per le verifiche relative alla Spalla A, si rimanda alla relazione della carreggiata sx, poiché presenta dimensioni e profili geotecnici simili o addirittura più cautelativi.

Le analisi e verifiche delle spalle sono state effettuate attraverso l'implementazione di specifici fogli di calcolo di excel.

I tabulati di calcolo sono riportati in allegato.

8.1 Analisi della palificata

Il calcolo delle sollecitazioni in fondazione delle spalle è stato effettuato facendo riferimento ad un sistema di coordinate ortogonali destrorso, avente origine in corrispondenza del filo di monte del plinto di fondazione (a metà del lato posto lungo la direzione trasversale al viadotto), a livello dell'intradosso del plinto stesso, asse x parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato ed asse z diretto verso il basso.

Le azioni orizzontali (F_x ed F_y) e verticali (F_z) si assumono positive se di verso concorde con quello degli assi. Si indicheranno inoltre con M_x i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse x (momenti trasversali) e con M_y (momenti longitudinali) i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse y. I momenti si assumono positivi se di senso antiorario rispetto all'asse-momento cui si riferiscono.

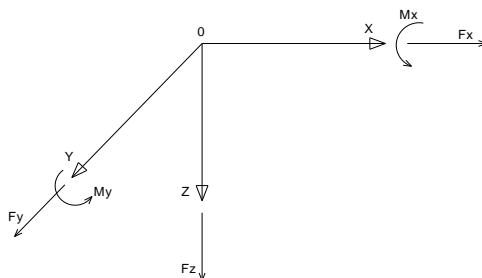


Figura 8.1. Sistema di riferimento


Le azioni trasmesse al baricentro della palificata, sono state determinate con riferimento alle singole condizioni di carico elementari e successivamente combinate.

I coefficienti moltiplicativi delle singole condizioni elementari, relativi alle combinazioni di carico SLU ed SLE considerate sono chiaramente illustrati nei tabulati.

Le azioni trasmesse dall'impalcato sono valutate in asse appoggi, alla quota di intradosso delle travi; successivamente vengono calcolate le azioni elementari al baricentro della palificata considerando i contributi dovuti al trasporto.

Le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla zattera di fondazione sono state determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \times S$, in virtù dell'elevata rigidezza della spalla.

La risoluzione della palificata è stata effettuata nell'ipotesi di plinto di fondazione rigido. Pertanto, Le azioni risultanti in testa ai pali risultano pari a:

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

$$N_i = \frac{F_z}{n_p} \pm M_x \cdot \frac{y_{pi}}{\sum_i y_{pi}^2} \pm M_y \cdot \frac{x_{pi}}{\sum_i x_{pi}^2}$$

$$V_{xi} = \frac{F_x}{n_p}$$

$$V_{yi} = \frac{F_y}{n_p}$$

$$V = \sqrt{V_{xi}^2 + V_{yi}^2}$$

Essendo:

F_x, F_y, F_z, M_x, M_y azioni e coppie risultanti al baricentro della palificata, determinate con analisi globale;

N_i, V_{xi}, V_{yi}, V_i azioni assiale e orizzontali agenti in testa al palo iesimo;

n_p numero di pali della palificata;

x_{pi}, y_{pi} coordinate del palo iesimo rispetto al baricentro della palificata.

Di seguito si riepilogano gli involuipi delle azioni massime e minime agenti in testa ai pali di fondazione per:

Spalla SpB:

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3663	3663	3334	2707	2465	1987
Azione assiale minima	Nmin	-95	1361	-95	1026	1210	1272
Azione trasversale massima	Vmax	1165	975	1165	717	659	581

8.2 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche pali di fondazione

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui pali è stato ipotizzato un modello di palo immerso in suolo alla Winkler, caratterizzato da costante di reazione orizzontale k_h costante con la profondità.

Nell'ipotesi di palo incastrato in sommità, il momento massimo viene attinto all'incastro con il plinto di fondazione e vale:

$$M_{max} = V_i \times (L_0 + H)/2$$

Essendo L_0 la lunghezza elastica del palo pari a:


$$L_0 = [4 \times E_p \times I_p / E_s]^{0.25}$$

E_p il modulo di elasticità del palo;

I_p il momento d'inerzia del palo;

E_s Modulo di reazione orizzontale del terreno costante con la profondità, relativo agli strati superficiali, pari a:

$$E_s = 1.5 k_h d;$$

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

H l'eventuale altezza non collaborante del palo di fondazione.

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	31476
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione in cls/malta	lc	m4	0.1018
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	lp	m4	0.1018
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	12136
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	4.92

Le caratteristiche della sollecitazione prese in conto per le verifiche dei pali di fondazione sono le seguenti:

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SU			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	3663	3334	2707	2465	1987
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	1361	-95	1026	1210	1272
Momento flettente massimo	Mmax_1a	kNm	2400	2866	1764	1622	1430
Momento amplificato del 20%	Mmax_1a	kNm	2880	3439	2117	1946	1717
Sforzo di taglio massimo	Vmax_1a	kN	975	1165	717	659	581

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA	SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata	20717	13300
Carico verticale medio agente sui pali	2590	1662

8.3 Verifiche di resistenza dei pali di fondazione

I pali di fondazione delle spalle saranno armati come segue:

1° gabbia:

- Armature longitudinali: $24\phi 26 + 24\phi 26 + 24\phi 26$ per i primi 4.0 m, $24\phi 26 + 24\phi 26$ tra 4.0 m e 6.0 m e $24\phi 26$ per i restanti metri;
- Armature trasversali: spirale $\phi 12/10$ (per i primi 6 m) + spirale $\phi 12/20$ per i restanti metri.

Di seguito si riportano le verifiche a pressoflessione e taglio relative alle prima gabbia.

Nelle verifiche si considerano 24 barre di diametro equivalente pari a $d_{eq} = 26 \times 3^{0.5} = 45$ mm.

Come è possibile evincere tutte le verifiche agli SLU ed SLE sono soddisfatte.


CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	24Ø45	(381.7 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	10.5	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
MT	Momento torcente [kN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	3663.00	2880.00	975.00	0.00
2	1361.00	2880.00	975.00	0.00
3	2590.00	2880.00	975.00	0.00
4	3334.00	3439.00	1165.00	0.00
5	-95.00	3439.00	1165.00	0.00
6	1662.00	3439.00	1165.00	0.00

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	2707.00	2117.00
2	1026.00	2117.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	2465.00	1946.00 (946.02)
2	1210.00	1946.00 (829.92)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	1987.00	1717.00 (924.08)
2	1272.00	1717.00 (849.15)


RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.5	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.6	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.3	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	3663.00	2880.00	3663.16	6176.97	2.145	7.3	---	---	381.7 (33.9)
2	S	1361.00	2880.00	1361.06	5916.86	2.054	14.1	---	---	381.7 (33.9)
3	S	2590.00	2880.00	2589.85	6066.40	2.106	10.5	---	---	381.7 (33.9)
4	S	3334.00	3439.00	3334.07	6143.84	1.787	8.3	---	---	381.7 (33.9)
5	S	-95.00	3439.00	-95.20	5657.96	1.645	18.6	---	---	381.7 (33.9)
6	S	1662.00	3439.00	1662.14	5966.01	1.735	13.1	---	---	381.7 (33.9)

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	60.0	0.00285	50.2	-0.00382	-50.2
2	0.00350	60.0	0.00275	50.2	-0.00489	-50.2
3	0.00350	60.0	0.00281	50.2	-0.00429	-50.2
4	0.00350	60.0	0.00284	50.2	-0.00396	-50.2
5	0.00350	60.0	0.00267	50.2	-0.00582	-50.2
6	0.00350	60.0	0.00277	50.2	-0.00472	-50.2

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	12	mm	
Passo staffe:	10.0	cm	[Passo massimo di normativa = 25.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	22.6	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.3 cm ² /m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]


N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	975.00	2466.80	1663.77	109.4 75.2	2.500	1.229	13.3
2	S	975.00	2250.93	1726.49	108.9 78.0	2.500	1.085	12.8
3	S	975.00	2372.11	1691.94	109.4 76.5	2.500	1.162	13.0
4	S	1165.00	2436.35	1674.02	109.2 75.7	2.500	1.208	15.7
5	S	1165.00	2113.87	1771.17	108.2 80.0	2.500	1.000	14.9
6	S	1165.00	2286.72	1713.07	109.6 77.4	2.500	1.104	15.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	10.39	-60.0	0.00	60.0	-124.0	50.2	24.5	2890	143.1	----
2	S	9.84	-60.0	0.00	60.0	-166.9	50.2	24.5	2890	143.1	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00074	0.00078		0.50	0.60	0.000416 (0.000372)	411	0.171 (990.00)	948.49
2	S	-0.00097	0.00074		0.50	0.60	0.000631 (0.000501)	411	0.259 (990.00)	808.81

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	9.55	-60.0	0.00	60.0	-114.5	50.2	24.5	2890	143.1	----
2	S	9.14	-60.0	0.00	60.0	-146.4	50.2	24.5	2890	143.1	----

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00069	0.00072		0.50	0.60	0.000369 (0.000344)	411	0.152 (0.30)	946.02
2	S	-0.00086	0.00069		0.50	0.60	0.000528 (0.000439)	411	0.217 (0.30)	829.92

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	8.37	-60.0	0.00	60.0	-105.6	50.2	24.5	2890	143.1	----
2	S	8.14	-60.0	0.00	60.0	-123.8	50.2	24.5	2890	143.1	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00063	0.00063		0.50	0.40	0.000392 (0.000317)	411	0.161 (0.20)	924.08
2	S	-0.00073	0.00061		0.50	0.40	0.000483 (0.000371)	411	0.199 (0.20)	849.15


8.4 Dimensionamento delle singole membrature delle spalle

Il dimensionamento delle singole membrature è stato effettuato attraverso la risoluzione di schemi locali appresso dettagliati.

In tutti i casi, le verifiche a fessurazione sono state effettuate per via indiretta confrontando le tensioni agenti sull'acciaio con le tensioni ammissibili funzione dell'aggressività dell'ambiente e del diametro delle barre adottate.

I risultati delle verifiche sono riportate tra gli allegati.

Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

8.4.1 Zattera di fondazione

Il dimensionamento della mensola anteriore della zattera di fondazione è stato effettuato con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone), sollecitata dalla reazione del palo maggiormente caricato (palo di spigolo).

8.4.2 Mensola posteriore

La verifica della mensola posteriore della zattera di fondazione è stata eseguita con riferimento al modello di trave a mensola soggetta al peso proprio ed al peso del rinterro, e soggetta alle azioni stabilizzanti trasmesse dai pali di fondazione.

8.4.3 Muro frontale

Il dimensionamento del muro frontale è stato effettuato considerando il modello di trave a mensola incastrata alla quota di estradosso della zattera di fondazione.

Le analisi e le verifiche sono relative ad una sezione di larghezza unitaria.

Per semplicità ed a favore di sicurezza, le verifiche del muro frontale sono state condotte a flessione semplice trascurando il contributo stabilizzante offerto dallo sforzo normale.

8.4.4 Paraghiaia

La verifica del Paraghiaia è stata effettuata considerando le sollecitazioni derivanti dal peso proprio, dalla spinta delle terre, dalle spinte esercitate dal sovraccarico accidentale sul terrapieno, da un asse di carico Q_{1k} da 300 kN supposto agente in testa al paraghiaia e da una forza di frenatura convenzionale pari a 180 kN (60% di Q_{1k}) sempre applicata in testa al paraghiaia (vedi figura seguente).

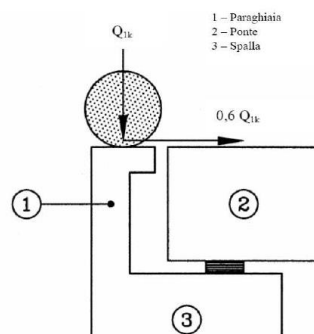


Figura 8.2. Carichi da traffico su muri paraghiaia

Inoltre, sono state valutate le sollecitazioni relative alla fase sismica, generate dalle forze inerziali, dall'incremento di spinta delle terre e dalle azioni direttamente trasmesse dal ritegno longitudinale.

La spinta delle terre in condizioni di esercizio, è stata valutata con riferimento al coefficiente di spinta a riposo K_0 .

Conformemente alle circolari alle NTC2018 (§C.5.1.3.3.5.1), il sovraccarico accidentale da traffico è costituito dal carico Q_{1k} supposto distribuito su un impronta di 3.0×2.20 .

Questo carico è stato supposto diffuso a 30° lungo il terrapieno fino alla base del paraghiaia.

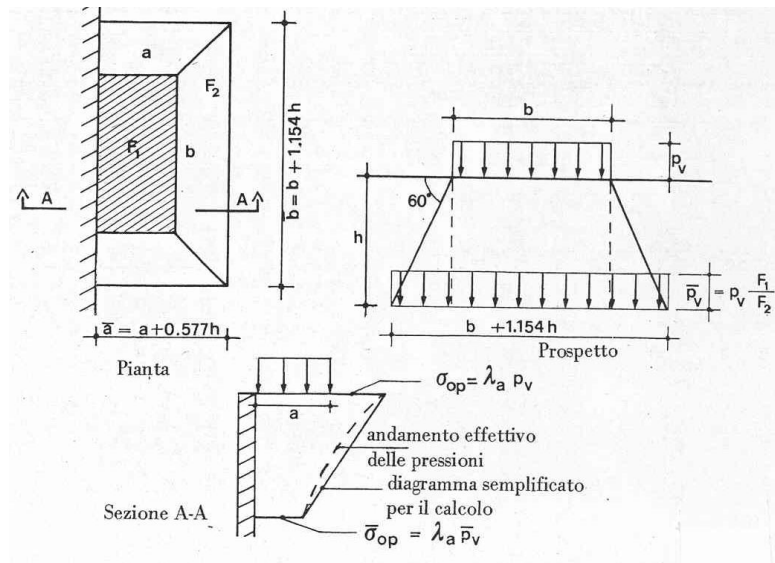


Figura 8.3. Schema di diffusione del sovraccarico accidentale.

La pressione dovuta al sovraccarico quindi decresce come indicato nella sezione A-A di Figura 8.3 interessando però una larghezza sempre maggiore di paraghiaia. Considerando il contributo di una sola colonna di carico, la larghezza collaborante di muro è pari a $(b + 1.154h + 2.00)$.

8.4.5 Muri di risvolto

Il calcolo è relativo al muro di maggiore altezza. Lo schema di calcolo adottato è quello di piastre rettangolari incastrate alla base in corrispondenza della zattera di fondazione e su un lato in corrispondenza del muro frontale. I muri sono soggetti alla spinta delle terre, alle spinte dovute ai sovraccarichi accidentali sul terrapieno in esercizio, ed alle forze inerziali ed all'incremento di spinta delle terre in fase sismica.

Il calcolo delle sollecitazioni generate dalla spinta delle terre, dal sovraccarico accidentale, ipotizzato presente a livello del piano viario, e dal sisma, è stato effettuato utilizzando le tabelle proposte da R. Bares nel testo "Calcolo di Lastre e Piastre con la teoria elastica lineare" (vedi Tab. 1.41 – 1.97). Il calcolo della spinta delle terre è stato condotto con riferimento al coefficiente di spinta a riposo k_0 .

Nel caso in cui è presente una bandiera all'estremità verticale libera del muro si considerano i momenti orizzontali trasmessi al muro di risvolto, valutati con schema di trave a mensola:

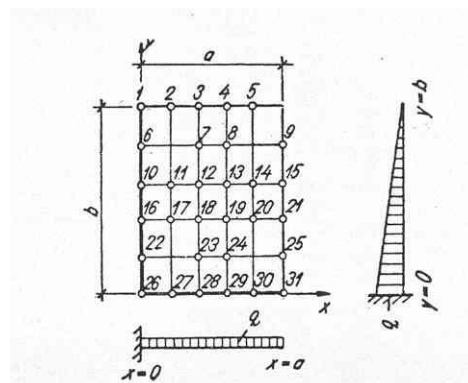


Figura 8.4. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico variabile linearmente con la profondità).

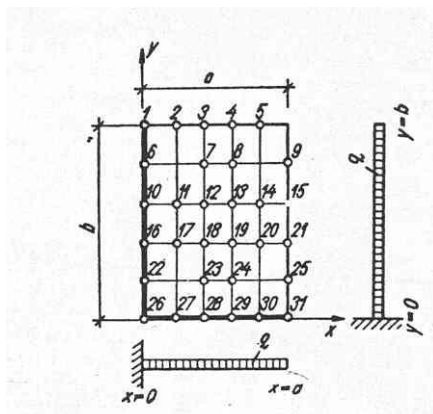



Figura 8.5. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico uniformemente ripartito).

8.4.6 Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono state condotte per tutte le membrature, ad eccezione delle mensole anteriori delle spalle, caratterizzate da comportamento a mensola tozza.

I tagli di calcolo sono stati confrontati con le resistenze delle singole membrature, valutate in assenza di specifiche armature trasversali; laddove la verifica fornisce esito negativo, sono state dimensionate le armature trasversali in grado di garantire la soddisfazione delle verifiche.

S.S. 121 "Cataneese" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

9 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU PALI

In accordo alle NTC2018 le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite di sfilamento del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Stabilità globale.

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate esclusivamente nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, mentre vengono omesse per fondazioni che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

Le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) sono illustrate nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Relativamente agli stati limite di esercizio (SLE) è stata effettuata una stima del cedimento del palo singolo e della palificata soggetti a carichi verticali.

9.1 Criteri di Calcolo

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3


⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

Le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali, trasversali e di sfilamento), sono state effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi parziali A1, M1, R3 definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, precedentemente illustrate, 6.4.II e 6.4.VI:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^o	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

^o da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

9.1.1 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione

Deve essere:

$$Fcd \leq Rcd$$

Dove:

Fcd è il carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

Rcd la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$Rcd = Rbd + Rsd - Wp$$

Essendo:

$Rbd = Rbk / \gamma_b$ la resistenza alla base di progetto;

$Rsd = Rsk / \gamma_s$ la resistenza laterale di progetto;

Wp il peso del palo alleggerito;

γ_b, γ_s coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

$Rbk = \text{Min} [(Rbc, cal)_{media} / \xi_3; (Rbc, cal)_{min} / \xi_4]$ la resistenza alla punta caratteristica;

$Rsk = \text{Min} [(Rsc, cal)_{media} / \xi_3; (Rsc, cal)_{min} / \xi_4]$ la resistenza laterale caratteristica;

ξ_3, ξ_4 coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Rb,cal ed Rs,cal rappresentano le resistenze alla base e laterale di calcolo del palo valutate con la seguenti espressioni:

$$R_{b,cal} = qb Ap \quad \text{la resistenza alla punta e:}$$

$$R_{s,cal} = \sum^n q_{s_i} A_{l_i} \quad \text{la resistenza laterale}$$

i è lo strato iesimo attraversato dal palo ed n il numero totale degli strati.

9.1.1.1 Unità a comportamento coesivo (Argille e limi)

La verifica è effettuata in termini di tensioni totali.

La resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$qb = \sigma_v + 9 cu$$

essendo σ_v la tensione verticale totale alla quota della base del palo e cu la coesione non drenata del terreno di fondazione alla base.

Relativamente alla resistenza laterale, il valore di q_{s_i} viene determinato come:

$$q_{s_i} = \alpha_i c_{ui}$$

Essendo:

α un coefficiente riduttivo della coesione non drenata c_u , variabile secondo quanto suggerito da AGI (1984) per pali trivellati:

Tipo di palo	Valori di c_u [kPa]	Valori di α
Trivellato	$c_u < 25$	0.9
	$25 \leq c_u < 50$	0.8
	$50 \leq c_u < 75$	0.6
	$c_u \geq 75$	0.4

Tabella 9.1 – Valori di α (AGI 1984)

9.1.1.2 Unità a comportamento incoerente (Sabbie, Sabbie limose e Ghiaie)

La verifica è effettuata in termini di tensioni efficaci.

Per pali trivellati di grande diametro la resistenza unitaria alla base viene determinata attraverso la seguente espressione:

$$qb = Nq^* \times \sigma_v'$$

Nq^* è il coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere di un cedimento alla base del palo pari a $(0.06 - 0.1) D$ valutato secondo Berezantzev (1965), e σ_v' la tensione verticale alla base del palo in termini di tensioni efficaci.

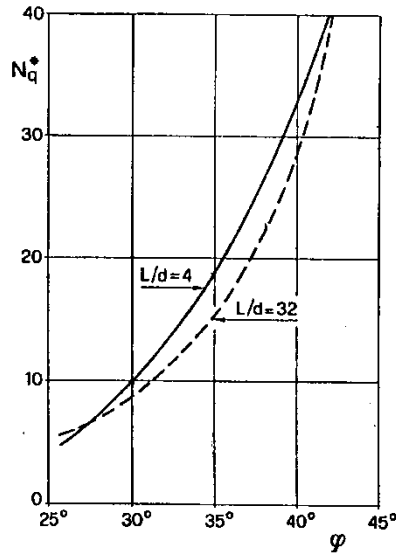


Figura 9.1 – Coefficienti Nq^* (Berezantzev, 1965), corrispondenti all'insorgere delle deformazioni plastiche alla base

In ogni caso è stato assunto per q_b un valore limite $q_{b,max}$ pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione [Gwizdala (1984), Reese&O'Neill (1988) e Matsui (1993)]:

$$q_{b,max1} = (Nspt)_m \times \alpha_N \text{ (kPa)}$$

Essendo:

α_N un coefficiente empirico pari a:

$$\alpha_N = 150 \text{ per ghiaie} \quad \alpha_N = 120 \text{ per sabbie} \quad \alpha_N = 85 \text{ per sabbie limose}$$

$(Nspt)_m$ Il valore di $Nspt$ medio su un tratto pari a $1.5 D$ al di sopra e al di sotto della base del palo.

e dalla seguente tabella:

$$q_{b,max2} = 7500 \text{ per ghiaie} \quad q_{b,max2} = 5800 \text{ per sabbie} \quad q_{b,max2} = 4300 \text{ per sabbie limose}$$

La resistenza unitaria laterale $q_{s,i}$ viene determinato in accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) come:


$$q_{s,i} = \sigma_v'_m \beta(z) \leq q_{s,max}$$

essendo:

$\sigma_v'_m$ il valore della tensione verticale determinata alla quota media dello strato considerato;

β coefficiente empirico;

$q_{s,max}$ tensione tangenziale ultima consigliabile.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

In accordo a Reese e O'Neill (1988) e O'Neill&Hassan (1994) al coefficiente empirico β possono essere assegnati i seguenti valori:

$$1.2 \geq \beta = 1.5 - 0.42 z^{0.34} \geq 0.25 \text{ per i depositi sabbiosi}$$

$$1.8 \geq \beta = 2.0 - 0.15 z^{0.75} \geq 0.25 \text{ per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi}$$

In accordo a Reese & Wright (1977) nel caso di pali trivellati a fango, il valore di $q_{s,max}$ è ricavabile dalle seguenti espressioni:

$$q_{s,max} = 3 \times N_{spt} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{spt} \leq 53$$

$$q_{s,max} = 142 + 0,32 \times N_{spt} \text{ (kPa)} \quad \text{per } N_{spt} > 53$$

9.1.1.3 Unità rocciose

Per pali trivellati di grande diametro in roccia, il Canadian Foundation Manual (1978) suggerisce questa espressione per la portata ammissibile alla base:

$$qb_{amm} = K_{sp} \times q_u$$

con:

$$K_{sp} = \frac{3 + c/B}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{\delta}{c}}}$$

Dove:

K_{sp} coefficiente empirico compreso tra 0.1 e 0.4, che dipende dalla spaziatura e include un fattore di sicurezza pari a 3;

q_u valore medio della resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa (determinata su campioni di roccia intatta);

c spaziatura delle discontinuità;

δ apertura delle discontinuità;


B diametro del palo.

Poulos e Davis in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali, 1980", sulla base dei dati empirici forniti da Thorne (1977), suggeriscono una pressione massima ammissibile alla punta dell'ordine di $0.3 q_{um}$ (resistenza monoassiale alla compressione) che sembrerebbe abbastanza prudente per quasi tutte le argilliti rigonfie. Anche in questo caso, il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che, tali valori, generalmente, implicano un coefficiente di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate o con fratture a brevi intervalli, e 12 o più per rocce integre.

Sulla base di quanto sopra, la resistenza unitaria alla base è stata assunta pari a:

$$qb_{amm} = 3 K \times q_u$$

dove K è un coefficiente cautelativamente assunto pari a 0.20, sulla scorta di quanto precedentemente espresso.

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

La resistenza unitaria laterale q_s , per pali trivellati in roccia, viene determinata impiegando l'espressione suggerita da Horvath e Kenney (1989):

$$q_s = 6.656 \cdot \sqrt{q_u} \quad (kPa)$$

9.1.2 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione

L'interasse tra i pali è fissato ad un valore non minore di tre volte il loro diametro.

La resistenza ai carichi verticali $R_{cd,gr}$ del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = \eta n R_{cd}$$

In cui:

η è l'efficienza del gruppo di pali;

n Il numero complessivo di pali del gruppo.

R_{cd} la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 9.1.1.

Per palificate in terreni incoerenti e interassi usuali (non minori di tre volte il diametro dei pali), l'efficienza è sempre maggiore dell'unità e nel progetto viene assunta pari ad uno. In questi casi, la verifica di collasso per carico limite del palo singolo è certamente più gravosa di quella relativa al gruppo che, pertanto, viene omessa.

Per palificate in terreni coesivi, l'efficienza del gruppo di pali risulta minore dell'unità.

Il valore dell'efficienza è stato determinato attraverso la nota formula empirica di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 m n}$$

In cui:

d diametro dei pali;

i interasse tra i pali;

m numero di file di pali;

n numero di pali per ciascuna fila.

La verifica si ritiene soddisfatta se:


$$N_{\max SLU} \leq R_{cd,gr}$$

Dove:

$N_{\max SLU}$ è il massimo carico verticale agli SLU-STR o SLV agente sulla palificata.

9.1.3 Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione

Deve essere:

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

$$F_{td} \leq R_{td}$$

Dove:

F_{td} è il carico assiale di trazione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

R_{td} la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = 0.7 R_{sd} + W_p$$

Essendo:

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ la resistenza laterale di progetto;

W_p il peso del palo alleggerito;

γ_b, γ_s coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

R_{sk} la resistenza laterale caratteristica, valutata secondo quanto illustrato al paragrafo 9.1.1.

Come è possibile evincere per le verifiche a carichi di trazione si assume una resistenza laterale pari al 70% della corrispondente valutata per pali in compressione.

9.1.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

Deve essere:

$$F_{trd} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

F_{trd} è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$R_{tr,d}$ la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:


$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$ la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;

γ_T coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di apli soggetti a carichi trasversali, fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018, precedentemente illustrata;

$R_{tr,k} = \text{Min} [(R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4]$ la resistenza laterale caratteristica ai carichi orizzontali allo SLU;

ξ_3, ξ_4 coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

$R_{tr,cal}$ rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali H_{lim} valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

S.S.121 "Catane"se" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".

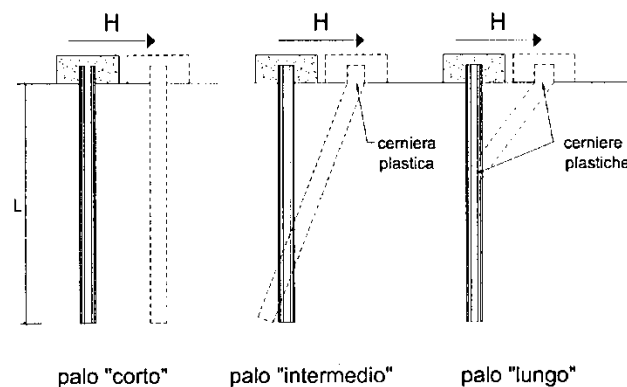


Figura 9.2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

9.1.4.1 Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 D$ e costante con valore $9 c_u D$ per profondità maggiori.

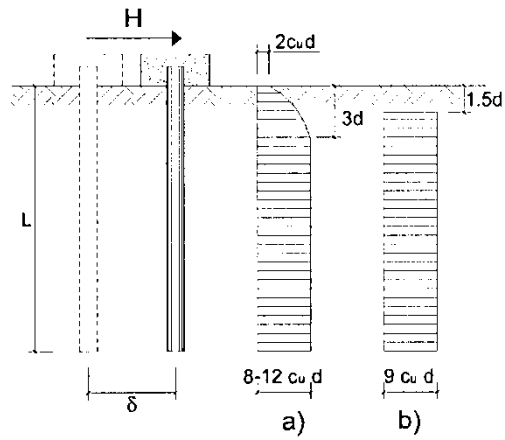


Figura 9.3 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

Nella figura seguente si riportano gli schemi di calcolo per i tre meccanismi di rottura precedentemente illustrati:

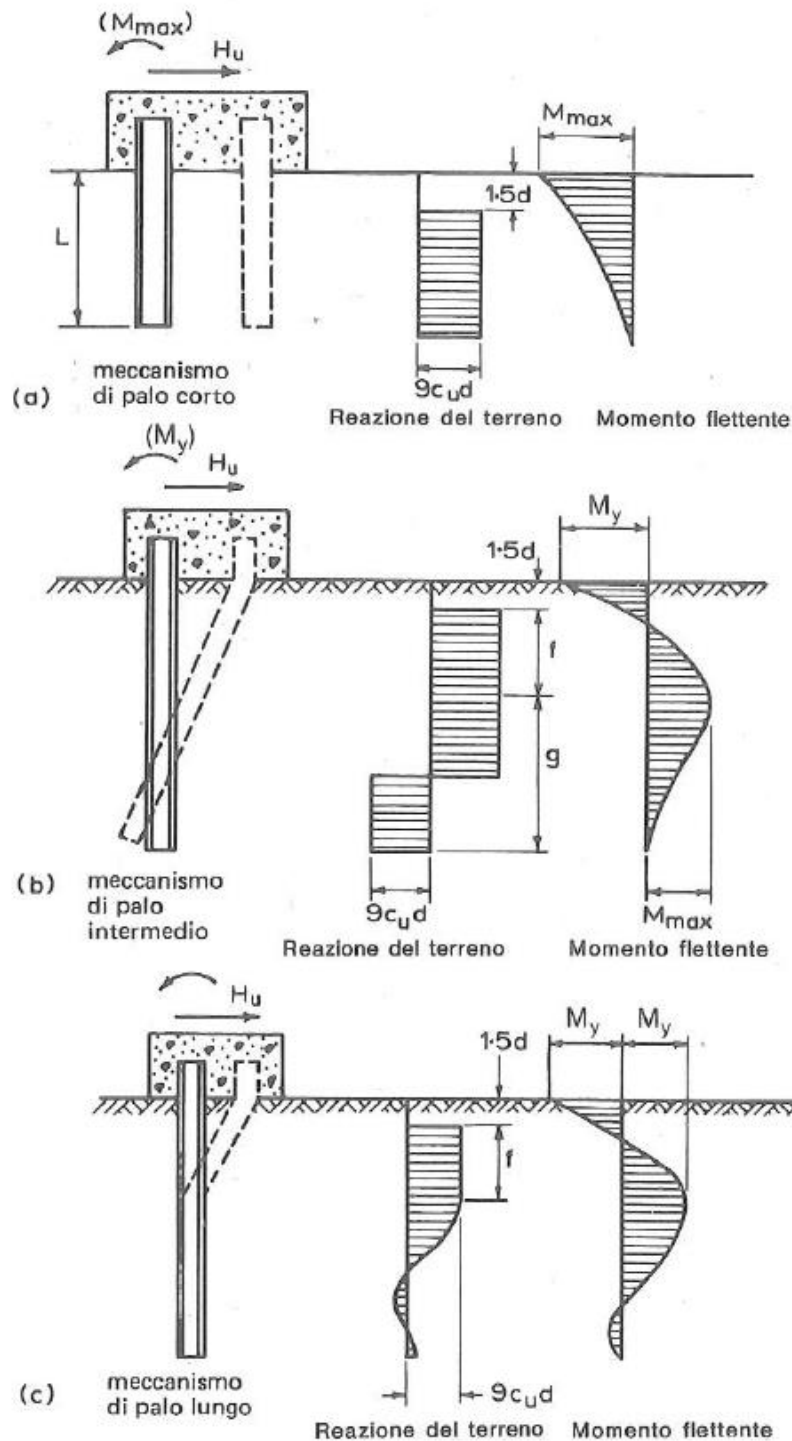



Figura 9.4 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni coesivi (Broms, 1984).

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

S.S. 121 "Catanesa" Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

$$H_{lim} = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right)$$

palo corto

$$H_{lim} = -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5}$$

palo intermedio

$$H_{lim} = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}}$$

palo lungo

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H_{lim} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

9.1.4.2 Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

k_p il coefficiente di spinta passiva;

z la profondità da piano campagna;

γ il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume γ' .

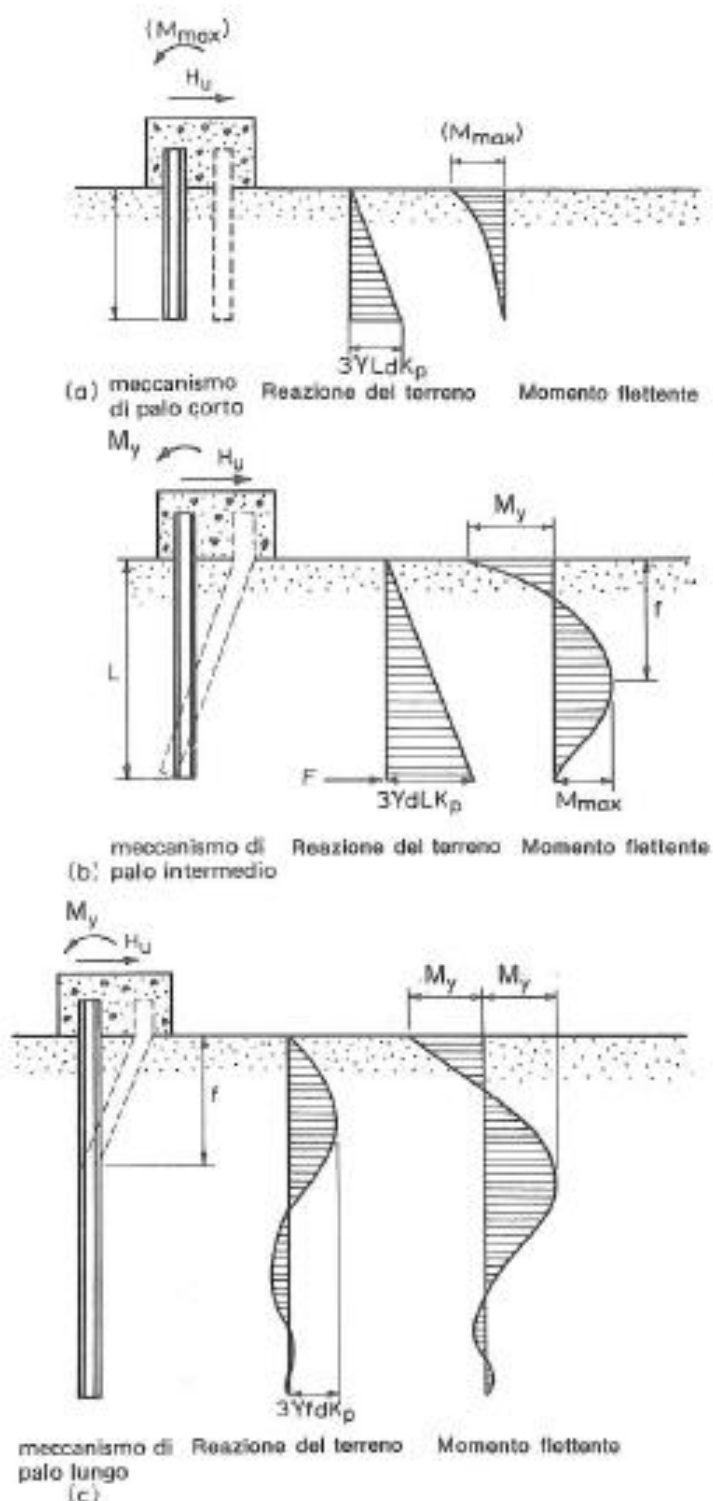



Figura 9.5 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni incoerenti (Broms, 1984).

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

$$H_{lim} = 1.5k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{My}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{My}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left(\frac{2M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

9.1.5 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale

La resistenza ai carichi trasversali $R_{cd,gr}$ del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{tr,dgr} = \eta n R_{tr,d1}$$

In cui:

η_{tr} è l'efficienza del gruppo di pali;

n Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{tr,d1}$ la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 9.1.1, per un valore del momento di plasticizzazione corrispondente allo sforzo normale medio agente sui pali della palificata

Il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

"Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5."

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per il caso di interesse, relativo a pali disposti ad interasse non minore di 3 diametri si ritiene possibile considerare $\eta_{tr} = 80\%$.

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 9.6 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 9.9 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.

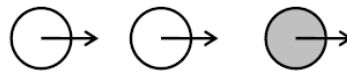


Figura 9.6 – Schema A – Pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 9.7.

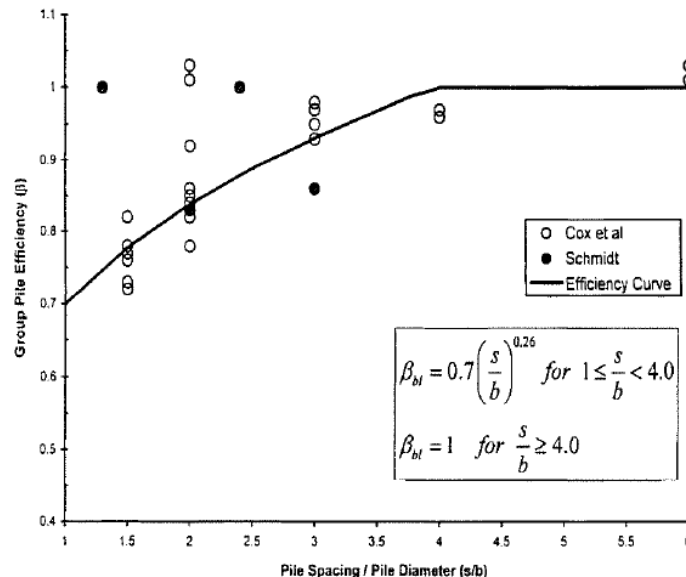


Figura 9.7 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali frontali

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 9.8.

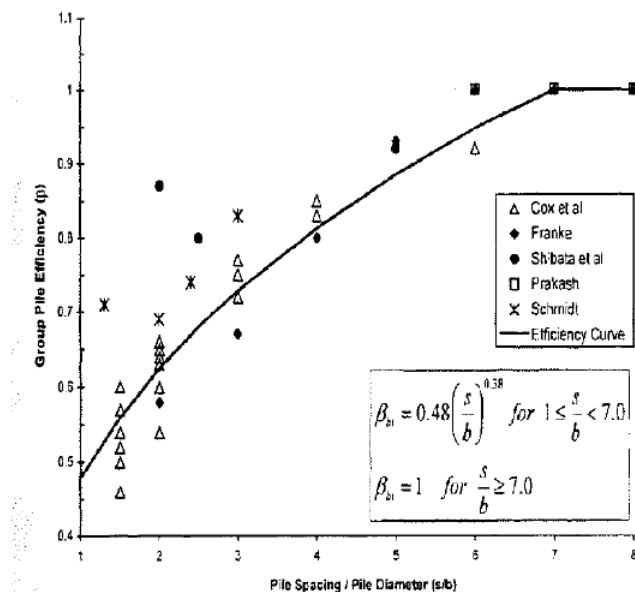


Figura 9.8 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali retrostanti

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.

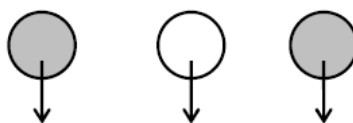


FIGURA 6-12: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Figura 9.9 – Schema B – Pali affiancati

Tale riduzione di "p" in funzione del rapporto s/D (s = interasse dei pali, D = diametro del palo) può essere ricavata dalle indicazioni fornite in Figura 9.10.

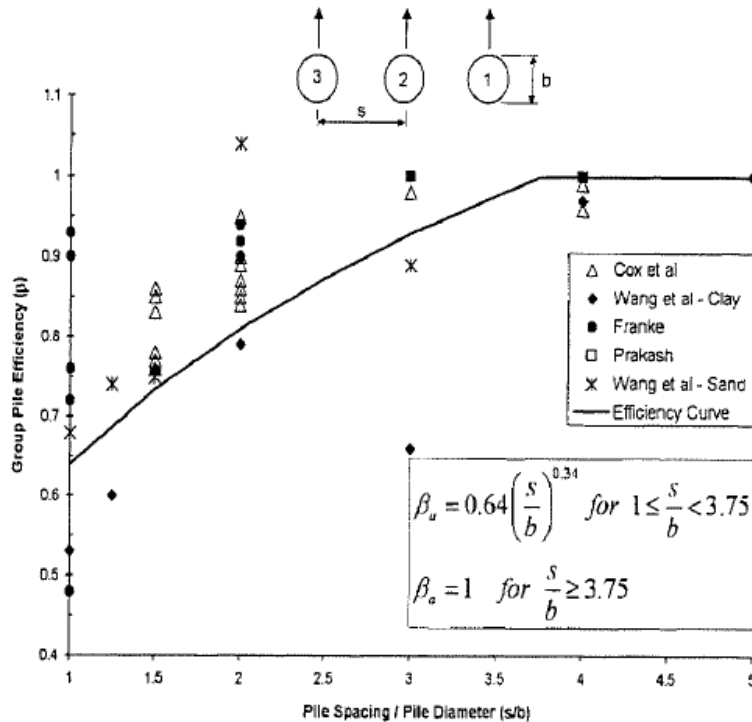


Figura 9.10 – Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione del carico

Con riferimento alle geometrie maggiormente ricorrenti per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo sono dell'ordine del 10-20%.

Nel caso in esame si considera un incremento massimo delle sollecitazioni sul palo singolo pari al 20%.

9.1.6 Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato

Il calcolo dei cedimenti del palo singolo è stato effettuato in accordo al metodo proposto da Poulos.

Il terreno viene assunto omogeneo con modulo di Young e coefficiente di Poisson costanti.

Il metodo distingue due casi:

- floating pile, ovvero "palo sospeso";
- end bearing, ovvero palo ammorsato su un terreno più rigido.

Per entrambi i casi, il cedimento in testa al palo può essere stimato con sufficiente accuratezza, nell'ipotesi di palo deformabile in un semispazio elastico, attraverso la seguente relazione:

$$w_1 = \frac{PI}{E_s d}$$

nella quale:

w_1 cedimento del palo isolato;

P carico assiale applicato;

$I_{floating\ pile} = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v$;

$$l_{end\ bearing} = I_o \cdot R_K \cdot R_b \cdot R_v;$$

- I_o fattore di influenza (per un palo rigido in un semispazio elastico per $\nu = 0.5$)
- R_K fattore correttivo che tiene conto della compressibilità del palo;
- R_h fattore correttivo che tiene conto della profondità (finita) del substrato rigido;
- R_b fattore correttivo caso End Bearing funzione del rapporto L/d e E_b/E_s ;
- R_v fattore correttivo del coefficiente di Poisson;
- h altezza totale dello strato di terreno;
- E_s modulo elastico del terreno (assunto un valore pari alla media pesata secondo lo spessore degli strati attraversati dal palo).

Di seguito si riporta il significato dei simboli per i parametri delle correlazioni grafiche:

- d_b diametro del palo alla base;
- d diametro del palo in testa;
- L lunghezza del palo;
- K rapporto tra i moduli di elasticità del materiale costituente il palo e del terreno.

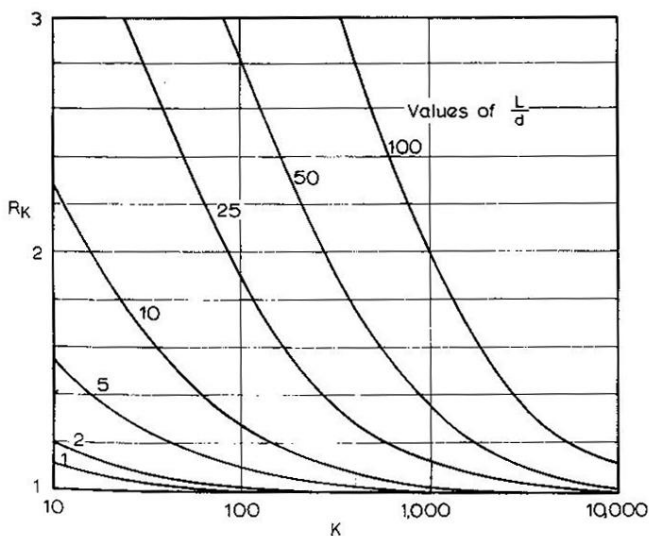
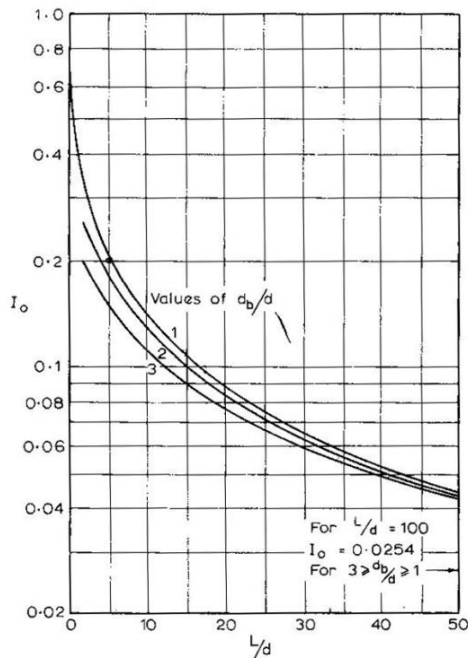


Figura 9.11 – fattori correttivi I_o ed R_K

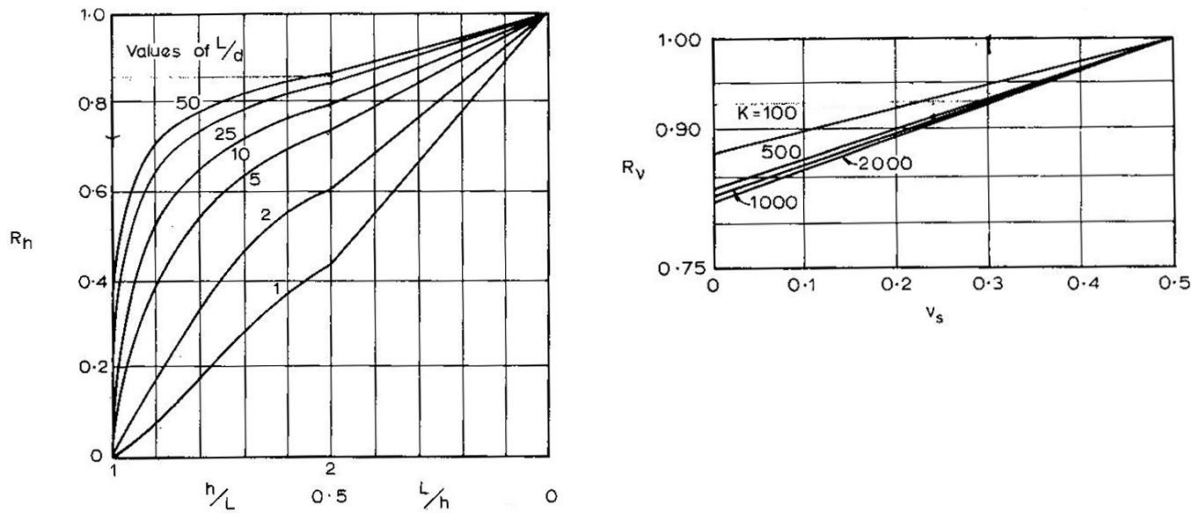


Figura 9.12 – fattori correttivi R_h ed R_v

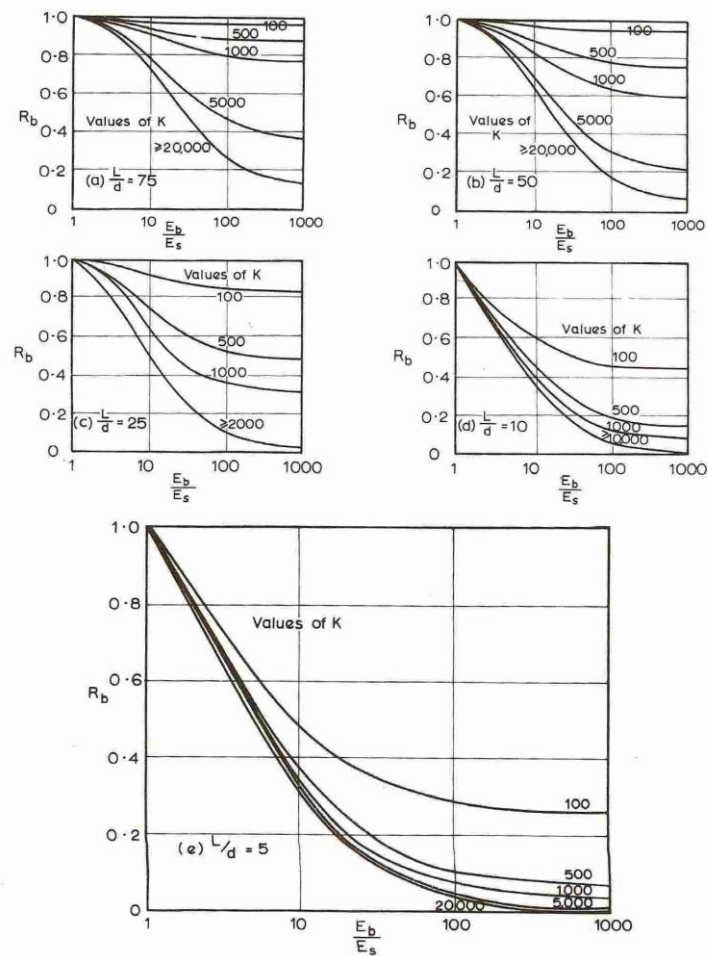


Figura 9.13 - fattore correttivo R_b : caso end-bearing

9.1.7 Verifiche SLE - Cedimenti della palificata

Il calcolo dei cedimenti della palificata viene effettuato a partire dal cedimento del palo singolo w_1 valutato a parità di carico medio per palo, attraverso la seguente espressione suggerita da AGI (1984), relativa al caso di pali trivellati:

$$w = w_1 \left(\frac{0.6B}{0.3B + 0.3} \right)^2$$

In cui B è la dimensione minima in pianta della palificata espressa in metri.

9.2 Applicazione al caso in esame

Si omettono le verifiche di stabilità globale delle fondazioni su pali del viadotto, che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

9.2.1 Caratteristiche delle opere di fondazione su pali

Le fondazioni della Spalla B sono di tipo indiretto su pali $\phi 1200$, collegati in testa da rigide zattere di fondazione di altezza pari a 2.0 m.

Sono previsti 12 pali disposti secondo una maglia rettangolare (4 x 2), garantendo una distanza minima tra gli assi dei pali pari a 3.60 m (3D).

9.2.2 Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto

Di seguito si riepilogano le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto impiegati nel dimensionamento delle fondazioni su pali.

Inoltre, è indicato il numero delle verticali indagate, utile al dimensionamento dei pali.

LAVORO: UP62-SS121 PALERMO BOLOGNETTA
TABELLA PARAMETRI PER VERIFICHE OPERE DI FONDAZIONE

VIADOTTO: VI10 Numero delle verticali indagate spinte a profondità utile al dimensionamento dei pali 4

Allineamento: SPALLA B

Profondità falda da piano di campagna zw m 6.0

STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO
* da intradosso fondazione

Strato n.	Da [m]	A [m]	Unità	PARAMETRI DI RESISTENZA											
				VALORI MEDI						VALORI MINIMI					
				γ_{med} [kPa]	$q_{U,med}$ [kPa]	$c_{U,med}$ [kPa]	c'_{med} [kPa]	ϕ^*_{med} [°]	NSPT	γ_{min} [kPa]	$q_{U,min}$ [kPa]	$c_{U,min}$ [kPa]	c'_{min} [kPa]	ϕ^*_{min} [°]	NSPT
1	0.00	11.00	ALG	19.0	-	0.0	35.0	40	18.5	-	0.0	32.0	30		
2	11.00	60.00	FN	20.0	200*	30.0	25.0	45	19.5	150*	15.0	22.0	15		


*Per la verifica della portanza trasversale, che coinvolge solo i primi metri dello strato FN sono stati assunti valori di $c_{U,med}$ 150 kPa e $c_{U,min}$ 100 kPa

Tabella 9.2 – Stratigrafie e parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni.

9.2.3 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto Rcd – Lunghezza del palo (L_p), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto Fcd.

I valori di Fcd, Ftd e Fcd_{gr} considerati nelle verifiche, sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX	

Le tabelle seguenti illustrano i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni agenti e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI			PARAMETRI MEDI			PARAMETRI MINIMI			ENV	PALI SOGGETTI A TRAZIONE						
Stratigrafia	Allineamenti	Lp [m]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Rcd [kN]	Edc [kN]	c.u. %	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Rtd [kN]	Edt [kN]	c.u. %
STR1	Pila P5 a P10	34.0	5799	1379	6981	5324	1229	6337	6337	5615	89%	4256	3943	3943	0	0%

Tabella 9.3 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione (sfilamento)

RIEPILOGO RISULTATI						MEDI	MINIMI	ENV		
Stratigrafia	Allineamenti	D [m]	i [m]	npali	η (%)	Rcd,gr med [kN]	Rcd,gr min [kN]	Rcd,gr [kN]	Edc [kN]	c.u. %
STR4	SpB	1.20	3.60	8	74%	33931	28453	28453	20717	73%

Tabella 9.4 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione

9.2.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto Rtr,d – Momento di plasticizzazione testa palo (MRd), che consentono il dimensionamento della lunghezza del palo in funzione dei carichi di progetto Ftr,d.

I valori di Ftr,d considerati nelle verifiche sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Il momento ultimo, considerato per la valutazione della resistenza media della palificata è quello corrispondente allo sforzo normale medio.

La tabella seguente illustra i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI		PALO SINGOLO				PALIFICATA				
Stratigrafia	Allineamenti	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	npali	η (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
STR2	SpB	5657	2566	1165	45%	8	80%	16425	9320	57%

Tabella 9.5 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi dei carichi trasversali


9.2.5 Verifiche SLE - Cedimenti del palo singolo e della palificata

In allegato si riporta il calcolo dei cedimenti per i pali singoli e per le palificate.

Si è fatto riferimento al comportamento di [palo sospeso su strato di spessore indefinito](#). Si ottiene quanto segue:


RIEPILOGO RISULTATI			
Allineamenti	Nmax (kN)	w palo singolo (mm)	w palificata (mm)
Spalla B	2707	5.9	18.1

I valori ottenuti sono contenuti e compatibili con la funzionalità dell'opera.

S.S. 121 "Catanesa" <i>Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

10 VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI DI DILATAZIONE

A parità delle caratteristiche degli isolatori elastomerici e dei giunti di dilatazione, nonché di carichi verticali trasmessi dalle strutture d'impalcato, si rimanda alla relazione di calcolo della carreggiata dx per le verifiche relative agli spostamenti orizzontali in fase sismica.

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

11 DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)

11.1 Tipo di analisi svolte

Le analisi strutturali e le verifiche per il dimensionamento delle strutture sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato ricorrendo a modelli piani in cui gli elementi strutturali sono stati schematizzati come elementi monodimensionali di tipo "beam".

I vincoli esterni sono costituiti da semplici appoggi.

Le sollecitazioni sismiche sono calcolate attraverso analisi dinamica lineare.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui le opere saranno soggette.

11.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

ANALISI STRUTTURALE

Nome del Software: SAP2000 14 Advanced

Produttore CSI Computer & Structures, Inc 1995 University Avenue Berkley, CA

Licenza concessa a VIA INGEGNERIA s.r.l. – Licenza N° S15307

11.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori del software contiene esaurienti descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati con l'individuazione dei campi d'impiego.

11.4 Modalità di presentazione dei risultati


Le relazioni di calcolo strutturale presentano i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Le relazioni di calcolo illustrano in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

11.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il codice di calcolo SAP2000 consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.


11.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre

S.S. 121 "Catanesa" <i>Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

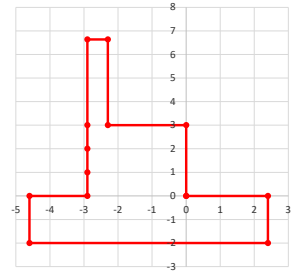
In base a quanto sopra, il Progettista delle Strutture asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

S.S. 121 "Catanese" <i>Intervento S.S. 121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		 anas GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

12 ALLEGATO 1 – SOTTOSTRUTTURE: SPALLA SPB

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA - V110 SPALLA SpB**Dati e risoluzione della palificata****Caratteristiche geometriche elevazione****N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale**

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Paraghiaia - 1	0.60	0.60	11.25	3.64	-2.30	0.00	3.00
Muro frontale - 2	2.90	2.90	11.25	1.00	0.00	0.00	2.00
Muro frontale - 3	2.90	2.90	11.25	1.00	0.00	0.00	1.00
Muro frontale - 4	2.90	2.90	11.25	1.00	0.00	0.00	0.00
Muro risolto posteriore sx - 1	1.70	1.70	0.60	6.66	-2.90	-5.33	3.00
Muro risolto posteriore sx - 2	1.70	1.70	0.60	1.00	-2.90	-5.33	2.00
Muro risolto posteriore sx - 3	1.70	1.70	0.60	1.00	-2.90	-5.33	1.00
Muro risolto posteriore sx - 4	1.70	1.70	0.60	1.00	-2.90	-5.33	0.00
Muro risolto posteriore dx - 1	1.70	1.70	0.60	6.77	-2.90	5.33	3.00
Muro risolto posteriore dx - 2	1.70	1.70	0.60	1.00	-2.90	5.33	2.00
Muro risolto posteriore dx - 3	1.70	1.70	0.60	1.00	-2.90	5.33	1.00
Muro risolto posteriore dx - 4	1.70	1.70	0.60	1.00	-2.90	5.33	0.00
Cordolo risolto sx	1.70	1.70	0.00	0.00	-2.90	-5.02	9.66
Cordolo risolto dx	1.70	1.70	0.00	0.00	-2.90	5.02	9.77

**Caratteristiche geometriche fondazione****N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale**

Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	h (m)	Disx (m)	Disy (m)
Zattera di fondazione	7.00	12.80	2.00	-2.40	0.19

Caratteristiche geometriche complessive muro frontale (Paraghiaia+Muro frontale)**Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale**

Descrizione	Hfron	m	6.64
Altezza complessiva elevazione	Afron	mq	10.88
Area sezione trasversale	Vfron	mc	122.45
Volume c.a.	Xg fron	m	-1.68
Xbaricentro	Yg fron	m	0.00
Ybaricentro	Zg fron	m	2.17
Zbaricentro	Lxinf/2	m	1.45
Dis. spigolo ant. Baric. spiccato			

Caratteristiche geometriche complessive elevazione (Paraghiaia+Muro frontale+muri risolto**+Cordoli risolto+Orecchie+Valette+Speroni)****Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale**

Descrizione	Vele	mc	150.10
Volume c.a.	Xg ele <td>m</td> <td>-2.18</td>	m	-2.18
Xbaricentro	Yg ele <td>m</td> <td>0.00</td>	m	0.00
Ybaricentro	Zg ele <td>m</td> <td>2.86</td>	m	2.86
Zbaricentro			

Caratteristiche geometriche complessive fondazione**Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione**

Descrizione	Vfon	mc	179.20
Volume c.a.	Xg fon <td>m</td> <td>-3.50</td>	m	-3.50
Xbaricentro	Yg fon <td>m</td> <td>0.00</td>	m	0.00
Ybaricentro	Zg fon <td>m</td> <td>1.00</td>	m	1.00
Zbaricentro			

Note:

Lx sup: lunghezza in direzione x della faccia superiore

Lx inf: lunghezza in direzione y della faccia inferiore

h: altezza del parallelepipedo

Dx: distanza in dir. X tra faccia anteriore e faccia muro frontale

Dy: distanza in dir. Y tra mezzeria parallelepipedo e mezzeria muro frontale

Dz: distanza in dir. Z tra faccia inferiore e spiccato muro frontale

Disx: Disassamento in dir. X mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

Disy: Disassamento in dir. Y mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

Caratteristiche terreno di rinterro a tergo spalla

Angolo d'attrito	fir	deg	35.0
peso di volume	γ	kN/mc	18.0
Coefficiente di spinta attiva (Rankine)	ka		0.271
Coefficiente di spinta a riposo	k0		0.426
Condizioni di spinta: 1 - attiva; 2 - riposo	Tip spinta		2
Coefficiente di spinta di calcolo	K		0.426

Caratteristiche geometriche complessive rinterro

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Rinterro - 1	1.70	1.70	10.05	3.64	-2.90	0.00	3.00
Rinterro - 2	1.70	1.70	10.05	1.00	-2.90	0.00	2.00
Rinterro - 3	1.70	1.70	10.05	1.00	-2.90	0.00	1.00
Rinterro - 4	1.70	1.70	10.05	1.00	-2.90	0.00	0.00

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Descrizione	Vrin	mc	113.44
Volume rinterro	Xg rin <td>m</td> <td>-6.15</td>	m	-6.15
Xbaricentro	Yg rin <td>m</td> <td>0.19</td>	m	0.19
Ybaricentro	Zg rin <td>m</td> <td>5.32</td>	m	5.32
Zbaricentro			

Dati sovraccarico terrapieno

sovraccarico	Q	kN/mq	20.0
--------------	---	-------	------

AZIONI TRASMESSE DALLA SPALLA**Rispetto al baricentro della palificata**

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	8232
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-4047
Momento trasversale	Mxg1	kNm	14.9
Peso terreno su fondazione			
Peso rinterro	Fzg2	kN	2042
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-5411
Momento trasversale	Mxg1	kNm	388.0
Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	3667
Momento longitudinale	Myg3	kNm	10561
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	829
Carico verticale	Fzg3	kN	342
Momento longitudinale	Myg3	kNm	2676
Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		C
Fattore Ss			1.37
Fattore St			1.0
Fattore S	S		1.37
Valore di ag/g	ag/g		0.224
fattore bm	βm		1.00

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA - V10 SPALLA SpB

Dati e risoluzione della palificata

Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.307		
Coefficiente sismico verticale	kv	0.153		
Struttura che ammette spostamenti: 1 - sì; 2 - no		Tip spost	1	
Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)				
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90	
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0	
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0	
Altezza del terrapieno	H	m	8.64	
peso specifico del terreno	γ^*	kN/mc	18.0	
tangente teta a= kh/(1+kv)	$\tan\theta a$		0.266	
angolo teta a	θa	deg	14.9	
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.448	
tangente teta b= kh/(1-kv)	$\tan\theta b$		0.363	
angolo teta b	θb	deg	19.9	
coefficiente di spinta attiva Ka-b	Ka-b		0.539	
Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	4445.0	
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	3927.5	
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	4445.0	
altezza di applicazione	H	kN	4.32	
Momento longitudinale	MyDP	kNm	19202	

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK

Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo				
Condizioni di spinta adottate:				
Spinta del terreno	Es	kN	4445	
Momento longitudinale	MyEs	kNm	19202	
Forze inerziali				
<i>Sisma longitudinale</i>				
Forza orizzontale longitudinale	FxE.2x	kN	3153	
Momento longitudinale	MyE.2x	kNm	10306	
<i>Sisma trasversale</i>				
Forza orizzontale trasversale	FyE.2y	kN	3153	
Momento trasversale	MxE.2y	kNm	10306	
<i>Sisma verticale</i>				
Forza verticale	FzE.2z	kN	-1577	
Momento longitudinale	MyE.2z	kNm	1451	
Momento trasversale	MxE.2z	kNm	-62	

Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + baggioli + muro frontale + fondazioni **5.75**
 Distanza asse appoggi - asse fondazione **0.10**

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	0	2013	0
g2a	Perm. portati - impalcato	0	0	750	138
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0
e2	ritiro	523	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	0	1966	3325
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	0	1578	4340
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	1966	-5303
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	1578	-4340
q3	Frenatura	38	0	0	0
q4a	Forza centrifuga Nmax	0	0	0	0
q4b	Forza centrifuga Mtmax	0	0	0	0
q5a	Vento Impalcato scarico	0	211	0	791
q5b	Vento Impalcato carico	0	230	0	747
q7a	Var. termica positiva	-1074	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	921	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	0	0	0	0
Ex	Sisma longitudinale	666	0	0	0
Ey	Sisma trasversale	0	666	0	1435
Ez	Sisma verticale	0	0	1314	0

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO PALI

Coordinate baricentro pali
 x = **3.50** coordinata x
 y = **0.00** coordinata y
 z = **0.00** coordinata z

	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	0	2013	0
g1b-sp	Peso proprio spalla	0	0	8232	0
g2a	Perm. portati - impalcato	0	0	750	138
g2b-sp	Perm. portati - Rinterro	0	0	2042	0
g3-sp	spinta statiche del terreno	3667	0	0	0
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0
e2	ritiro	523	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	0	1966	3325
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	0	1578	4340
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	1966	-5303
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	1578	-4340
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	829	0	342	0
q3	Frenatura	38	0	0	0
q4a	Forza centrifuga Nmax	0	0	0	0
q4b	Forza centrifuga Mtmax	0	0	0	0
q5a	Vento Impalcato scarico	0	211	0	2005
q5b	Vento Impalcato carico	0	230	0	2069
q7a	Var. termica positiva	-1074	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	921	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	0	0	0	0
Ex	Sisma longitudinale	666	0	0	-3828
Ey	Sisma trasversale	0	666	0	5263
Ez	Sisma verticale	0	0	1314	0
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	4445	0	0	0
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	3153	0	0	0
E.2y-sp	Forze inerziali trasversali spalla	0	3153	0	10306
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	0	-1577	0

COMBINAZIONI DI CARICO

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA - VI10 SPALLA SpB

Dati e risoluzione della palificata

S.L.U.																
q4								q5								
Fx	5451	7246	5451	7246	5451	7246	5451	7246	5451	7246	5451	7246	5451	7246	5451	7246
Fy	207	207	207	207	-207	-207	-207	-207	345	345	345	345	-345	-345	-345	-345
Fz	19938	19938	19545	19545	19938	19938	19545	19545	19938	19938	19545	19545	19938	19938	19545	19545
Mx	5416	5416	6444	6444	-7045	-7045	-6069	-6069	6657	6657	7685	7685	-8286	-8286	-7311	-7311
My	-2820	-13143	-2781	-13104	-2820	-13143	-2781	-13104	-2820	-13143	-2781	-13104	-2820	-13143	-2781	-13104

S.L.U.								S.L.V.								
e3				E.x				E.y				E.z				
Fx	4806	7799	4806	7799	4806	7799	4806	7799	9247	9247	3463	3463	3463	3463	3463	3463
Fy	207	207	207	207	-207	-207	-207	-207	1146	1146	3819	3819	1146	1146	1146	1146
Fz	19938	19938	19545	19545	19938	19938	19545	19545	12959	13116	12959	13116	12776	13300	12776	13300
Mx	5416	5416	6444	6444	-7045	-7045	-6069	-6069	4809	4809	15707	15707	4809	4809	4809	4809
My	886	-16320	925	-16281	886	-16320	925	-16281	-30283	-29334	-6948	-5998	-8056	-4890	-8056	-4890

S.L.E.car																
q1								q3								
Fx	4375	5572	4375	5572	4375	5572	4375	5572	4205	5402	4205	5402	4205	5402	4205	5364
Fy	138	138	138	138	-138	-138	-138	-138	138	138	138	138	-138	-138	-138	-138
Fz	15346	15346	14957	14957	15346	15346	14957	14957	14769	14769	14477	14477	14769	14769	14477	14477
Mx	4705	4705	5720	5720	-6406	-6406	-5443	-5443	3874	3874	4635	4635	-5080	-5080	-4358	-4358
My	-3553	-10435	-3514	-10396	-3553	-10435	-3514	-10396	-3051	-9933	-3021	-9904	-3051	-9933	-3021	-9688

S.L.E.car																
q4								q5								
Fx	4167	5364	4167	5364	4167	5364	4167	5364	4167	5364	4167	5364	4167	5364	4167	5364
Fy	138	138	138	138	-138	-138	-138	-138	230	230	230	230	-230	-230	-230	-230
Fz	14769	14769	14477	14477	14769	14769	14477	14477	14769	14769	14477	14477	14769	14769	14477	14477
Mx	3874	3874	4635	4635	-5080	-5080	-4358	-4358	4701	4701	5463	5463	-5908	-5908	-5185	-5185
My	-2835	-9717	-2806	-9688	-2835	-9717	-2806	-9688	-2835	-9717	-2806	-9688	-2835	-9717	-2806	-9688

S.L.E.car																
e3				S.L.freq				q5				S.L.qp				
Fx	3738	5733	3738	5733	3738	5733	3738	5733	3546	4743	3653	4651	3653	4651	3653	4651
Fy	138	138	138	138	-138	-138	-138	-138	0	0	42	-42	0	0	0	0
Fz	14769	14769	14477	14477	14769	14769	14477	14477	13038	13038	13038	13038	13038	13038	13038	13038
Mx	3874	3874	4635	4635	-5080	-5080	-4358	-4358	139	139	540	-262	139	139	139	139
My	-364	-11835	-335	-11806	-364	-11835	-335	-11806	-681	-7563	-1298	-7034	-1298	-7034	-1298	-7034

CALCOLO AZIONI SUI PALI

Geometria della palificata

Attenzione: 1° fila sempre posteriore															
PALO	Fila	X	Y	Xp	Yp	trasp Jxi	long Jyi	trasp Yp/Sjxi	long Xp/Sjyi	Plinto	X	Y			
1	1	1.00	5.40	-2.50	5.40	29.16	6.2500	0.042	-0.050		0.00	6.40			
2	1	1.00	1.80	-2.50	1.80	3.24	6.2500	0.014	-0.050		7.00	6.40			
3	1	1.00	-1.80	-2.50	-1.80	3.24	6.25	-0.014	-0.050		7.00	-6.40			
4	1	1.00	-5.40	-2.50	-5.40	29.16	6.25	-0.042	-0.050		0.00	-6.40			
5	2	6.00	5.40	2.50	5.40	29.16	6.25	0.042	0.050		0.00	6.40			
6	2	6.00	1.80	2.50	1.80	3.24	6.25	0.014	0.050						
7	2	6.00	-1.80	2.50	-1.80	3.24	6.25	-0.014	0.050						
8	2	6.00	-5.40	2.50	-5.40	29.16	6.25	-0.042	0.050						
8	2					129.60	50.00								

S.L.U.																																
CARICO ASSIALE								q1								q3																
PALO	FILA	1	2	3	4	5	6	7	8	Nmax	Nmin	1	2	3	4	5	6	7	8	Nmax	Nmin	1	2	3	4	5	6	7	8	Nmax	Nmin	
1	1	2673	2156	2667	2151	2032	1516	2023	1507	2562	2046	2558	2042	2043	1527	2037	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	
2	1	2491	1975	2447	1931	2277	1761	2233	1716	2412	1896	2379	1863	2239	1723	2205	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	1689	
3	1	2309	1793	2227	1711	2523	2007	2442	1926	2261	1745	2200	1684	2435	1918	2374	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	1858	
4	1	2128	1612	2008	1492	2768	2252	2651	2135	2111	1595	2021	1505	2630	2114	2542	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	2026	
5	2	3051	3568	3040	3557	2927	2397	2913	2387	2873	3390	2865	3381	2354	2870	2344	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	2860	
6	2	2870	3386	2821	3337	2656	3173	2816	3122	2723	3239	2686	3202	2550	3066	2512	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	3029	
7	2	2688	3204	2601	3117	2902	3418	2806	3332	2573	3089	2507	3023	2746	3262	2681	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	3197	
8	2	2507	3023	2381	2898	3147	3663	3025	3541	2422	2938	2328	2844	2941	3457	2850	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	
Nmax		3051	3568	3040	3557	3147	3663	3025	3541	2873	3390	2865	3381	2941	3457	2850	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366	3366		
Nmin		2128	1612	2008	1492	2032	1516	2023	1507	2111	1595	2021	1505	2043	1527	2037	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520	1520		
TAGLIO																																
taglio Vx		716	941	716	941	716	941	716	941	688	912	688	912	688	912	688	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	
taglio Vy		26	26	26	26	-26	-26	-26	-26	26	26	26	26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	-26	
V		717	941	717	941	717	941	717	941	688	912	688	912	688	912	688	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912	912		

S.L.U.																															
CARICO ASSIALE								q4								q5															
PALO	FILA	1	2	3	4	5	6	7	8	Nmax	Nmin	1	2	3	4	5	6	7	8	Nmax	Nmin	1	2	3	4	5	6	7	8	Nmax	Nmin
1	1	2577	2061	2573	2056	2058	1542	2051	1535	2629	2112	2624	2108	2006	1490	1999	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483	1483
2	1	2426	1910	2394	1877	2253	1737	2220	1704	2444	1928	2411	1895	2236	1720	2202	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686	1686
3	1	2276	1760	2215	1698	2449	1933	2388	1872	2259	1743	2197	1681	2466	1950	2406	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889
4	1	2126	1609	2036	1519	2645	2129	2557	2041	2074	1558	1984	1468	2696	2180	2609	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092	2092
5	2	2859	3375	2851	3367	2340	2856	2329	2845	2911	3427	2902	3418	2288	2804	2277	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794	2794
6	2	2708	3225	2672	3188	2535	3052	2498	3014	2726	3242	2689	3205	2518	3034	2481	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997	2997
7	2	2558	3074	2493	3009	2731	3247	2666	3183	2541	3057	2475	2992	2748	3264	2684	3200	3200	3200	3200											

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA - V10 SPALLA SpB

Dati e risoluzione della palificata

Nmin	2222	1451	2128	1361	2154	1383	2144	1376	-95	-28	618	685	994	1218
TAGLIO														
taglio Vx	601	975	601	975	601	975	601	975	1156	1156	433	433	433	433
taglio Vy	26	26	26	26	-26	-26	-26	-26	143	143	477	477	143	143
V	601	975	601	975	601	975	601	975	1165	1165	644	644	456	456

		S.L.E.car															
CARICO ASSIALE		q1							q3								
PALO																	
1	1	1937	1593	1932	1588	1474	1130	1467	1123	1855	1511	1852	1508	1482	1138	1477	1144
2	1	1806	1462	1773	1429	1652	1307	1618	1274	1747	1403	1723	1379	1623	1279	1598	1265
3	1	1675	1331	1615	1270	1830	1485	1770	1425	1640	1296	1594	1250	1764	1420	1719	1386
4	1	1545	1200	1456	1112	2007	1663	1921	1577	1532	1188	1465	1121	1905	1561	1840	1507
5	2	2292	2636	2284	2628	1829	2173	1819	2163	2160	2504	2154	2498	1787	2131	1779	2113
6	2	2161	2505	2125	2469	2007	2351	1970	2314	2052	2397	2025	2369	1928	2272	1900	2234
7	2	2031	2375	1966	2310	2185	2529	2121	2465	1945	2289	1896	2240	2069	2413	2021	2355
8	2	1900	2244	1807	2151	2363	2707	2272	2616	1837	2181	1768	2112	2210	2554	2142	2476
Nmax		2292	2636	2284	2628	2363	2707	2272	2616	2160	2504	2154	2498	2210	2554	2142	2476
Nmin		1545	1200	1456	1112	1474	1130	1467	1123	1532	1188	1465	1121	1482	1138	1477	1144
TAGLIO																	
taglio Vx		547	696	547	696	547	696	547	696	526	675	526	675	526	675	526	671
taglio Vy		17	17	17	17	-17	-17	-17	-17	17	17	17	17	-17	-17	-17	-17
V		547	697	547	697	547	697	547	697	526	675	526	675	526	675	526	671

		S.L.E.car															
CARICO ASSIALE		q4							q5								
PALO																	
1	1	1866	1522	1863	1518	1493	1149	1488	1144	1900	1556	1897	1553	1458	1114	1453	1109
2	1	1758	1414	1734	1390	1634	1290	1609	1265	1770	1426	1745	1401	1622	1278	1597	1253
3	1	1651	1306	1605	1261	1775	1431	1730	1386	1639	1295	1594	1249	1786	1442	1741	1397
4	1	1543	1199	1476	1132	1916	1572	1851	1507	1508	1164	1442	1098	1951	1606	1885	1541
5	2	2149	2493	2143	2487	1776	2120	1768	2113	2184	2528	2178	2522	1742	2086	1734	2078
6	2	2042	2386	2014	2358	1917	2261	1889	2234	2053	2397	2026	2370	1906	2250	1878	2222
7	2	1934	2278	1886	2230	2058	2403	2011	2355	1923	2267	1874	2218	2070	2414	2022	2366
8	2	1826	2171	1757	2101	2200	2544	2132	2476	1792	2136	1722	2066	2234	2578	2166	2510
Nmax		2149	2493	2143	2487	2200	2544	2132	2476	2184	2528	2178	2522	2234	2578	2166	2510
Nmin		1543	1199	1476	1132	1493	1149	1488	1144	1508	1164	1442	1098	1458	1114	1453	1109
TAGLIO																	
taglio Vx		521	671	521	671	521	671	521	671	521	671	521	671	521	671	521	671
taglio Vy		17	17	17	17	-17	-17	-17	-17	29	29	29	29	-29	-29	-29	-29
V		521	671	521	671	521	671	521	671	522	671	522	671	522	671	522	671

		S.L.E.car															
CARICO ASSIALE		q7															
PALO																	
1	1	1989	1416	1986	1413	1616	1043	1611	1038								
2	1	1882	1308	1857	1284	1757	1184	1732	1159								
3	1	1774	1201	1729	1155	1898	1325	1853	1280								
4	1	1666	1093	1600	1026	2040	1466	1974	1401								
5	2	2026	2599	2020	2593	1653	2226	1645	2218								
6	2	1918	2492	1891	2464	1794	2367	1766	2339								
7	2	1811	2384	1762	2336	1935	2508	1887	2460								
8	2	1703	2276	1633	2207	2076	2650	2008	2582								
Nmax		2026	2599	2020	2593	2076	2650	2008	2582								
Nmin		1666	1093	1600	1026	1616	1043	1611	1038								
TAGLIO																	
taglio Vx		467	717	467	717	467	717	467	717								
taglio Vy		17	17	17	17	-17	-17	-17	-17								
V		468	717	468	717	468	717	468	717								

		S.L.freq															
CARICO ASSIALE		q1							q7		q5		S.L.qp				
PALO																	
1	1	1783	1496	1780	1493	1514	1227	1509	1222	1601	1257	1587	1267	1571	1284		
2	1	1710	1423	1686	1399	1620	1333	1595	1308	1598	1254	1572	1274	1567	1280		
3	1	1637	1350	1591	1305	1727	1440	1682	1395	1594	1250	1557	1282	1563	1276		
4	1	1564	1277	1497	1210	1833	1547	1768	1482	1590	1246	1542	1289	1559	1272		
5	2	2128	2415	2122	2409	1859	2146	1851	2138	1670	2014	1717	1970	1700	1987		
6	2	2055	2342	2028	2315	1965	2252	1938	2224	1666	2010	1702	1978	1697	1983		
7	2	1982	2269	1934	2220	2072	2359	2024	2311	1662	2006	1687	1985	1693	1979		
8	2	1909	2196	1839	2126	2179	2465	2111	2397	1658	2002	1672	1992	1689	1976		
Nmax		2128	2415	2122	2409	2179	2465	2111	2397	1670	2014	1717	1992	1700	1987		
Nmin		1564	1277	1497	1210	1514	1227	1509	1222	1590	1246	1542	1267	1559	1272		
TAGLIO																	
taglio Vx		534	659	534	659	534	659	534	659	443	593	457	581	457	581		
taglio Vy		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	-5	0	0		
V		534	659	534	659	534	659	534	659	443	593	457	581	457	581		

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	3663	3663	3334	2707	2465	1987
Azione assiale minima	Nmin	-95	1361	-95	1026	1210	1272
Azione trasversale massima	Vmax	1165	975	1165	717	659	581

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLSSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	31476
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di elasticità del terreno	Et	Mpa	15.0
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	1.20
Momento d'inerzia della sezione in cls/malta	lc	m4	0.1018
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	lp	m4	0.1018
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	12136
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	4.92

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	3663	3334	2707	2465
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	1361	-95	1026	1210
Momento flettente massimo	Mmax 1a	kNm	2400	2866	1764	1622
Momento amplificato del 20%	Mmax 1a	kNm	2880	3439	2117	1946
Sforzo di taglio massimo	Vmax 1a	kN	975	1165	717	659

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA		SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata		20717	13300
Carico verticale medio agente sui pali		2590	1662

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

MENSOLA ANTERIORE

Modello di calcolo:

Tirante - puntone

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	2.00
numero di file che caricano la mensola	np		1
distanza tra palo 1° fila e sezione di incastro	a1	m	1.40
distanza tra palo 2° fila e sezione di incastro	a2	m	
copriferro	c	m	0.099
larghezza puntone	b	m	2.80
larghezza collaborante	bt	m	2.80
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza a compressione caratteristica cls	fck	Mpa	25
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
altezza della mensola ridotta	d	m	1.90
lunghezza del tirante 1° palo	l1	m	1.78
fattore lambda (l1 / 0.9d) = arctan ψ	λ1		1.04
lunghezza del tirante 2° palo	l2	m	0.38
fattore lambda (l2 / 0.9d) = arctan ψ	λ2		0.22
fattore c (1.0 no staffe - 1.5 staffe)	c		1.5
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Armatura mensola anteriore	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza pari a bt	cm	bt/passi	mm	m	mmq
primo strato dal basso	10	28	24	0.078	12667
secondo strato dal basso	20	14	24	0.142	6333
terzo strato dal basso	0	0	24	0.206	0
quarto strato dal basso	0	0	0	0.258	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.099	19000

VERIFICA SLU

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	Asmin	Nmax
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	mmq	kN
SLU-STR	3663.4	0.0	975.2	4406.2	11260	6110.8
SLU-SIS	3334.5	0.0	1164.7	4287.7	10958	5946.5
				4406.2	11260	6110.8

Armatura effettivamente adottata	As	mmq	19000	OK!
Resistenza del tirante	Rt	kN	7434.9	
Coefficiente di utilizzo lato acciaio	c.u.acc		59%	OK!
Resistenza del puntone	Rc	kN	31343.2	
Coefficiente di utilizzo lato calcestruzzo	c.u.cls		19%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA

Sollecitazioni massime	P1max	P2max	Hmax	Tmax	σs
Combinazione di carico	kN	kN	kN	kN	Mpa
SLE-CARATTERISTICA	2706.9	0.0	716.8	3252.0	171

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		48%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ_s Mpa
SLE-FREQUENTE	2465.4	0.0	659.0	2968.1	156

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	204.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		76%	OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

Sollecitazioni massime Combinazione di carico	P1max kN	P2max kN	Hmax kN	Tmax kN	σ_s Mpa
SLE-QUASI PERMANENTE	1987.2	0.0	581.3	2442.5	129

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f	σ_{slim}	MPa	164.4	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		78%	OK!

MENSOLA POSTERIORE

Modello di calcolo:

Trave a mensola

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	2.00
distanza tra palo 1° fila posteriore e sezione di incastro	a1	m	0.70
distanza tra palo 2° fila posteriore e sezione di incastro	a2	m	
distanza tra palo 3° fila posteriore e sezione di incastro	a3	m	
distanza tra palo 4° fila posteriore e sezione di incastro	a4	m	
larghezza sezione di calcolo	b	m	3.60
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	30
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	14.2
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Armatura superiore mensola posteriore sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/passi	ϕ mm	c m	As mmq
primo strato dall'alto	20	5	24	0.078	2262
secondo strato dall'alto	0	0	0	0.130	0
terzo strato dall'alto	0	0	0	0.170	0
quarto strato dall'alto	0	0	0	0.210	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.078	2262

Armatura inferiore mensola posteriore sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/passi	ϕ mm	c m	As mmq
primo strato dal basso	20	5	24	0.078	2262

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

secondo strato dal basso	0	0	0	0.130	0
terzo strato dal basso	0	0	0	0.170	0
quarto strato dal basso	0	0	0	0.210	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.078	2262

VERIFICA SLU	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-STR)	1.35	243.0	413	351.1
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-STR)	1.35	580.9	987	839.4
sommano			1400.6	1190.5
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-SIS)	1.0	180.0	306	260.1
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-SIS)	1.0	430.3	731	621.7
sommano			1037.5	881.8

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLU-STR (MIN)	-1360.6	0.0	0.0	0.0	-1361	-952.4
SLU-STR (MAX)	-2830.0	0.0	0.0	0.0	-2830	-1981.0
SLU-SIS (MIN)	94.7	0.0	0.0	0.0	95	66.3
SLU-SIS (MAX)	-1994.1	0.0	0.0	0.0	-1994	-1395.9

sollecitazioni risultanti	V kN	M kNm
SLU-STR (MIN)	40	238
SLU-STR (MAX)	-1429	-791
SLU-SIS (MIN)	1132	948
SLU-SIS (MAX)	-957	-514

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria	V kN/m	M kNm/m
SLU-STR (MIN)	11	66
SLU-STR (MAX)	397	-220
SLU-SIS (MIN)	314	263
SLU-SIS (MAX)	266	-143

Armatura minima superiore richiesta	Afs_min	mmq/ml	389	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	2262	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	1531	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		17%	OK!

Armatura minima inferiore	Afs_min	mmq/ml	324	
Si dispongono f26/20				
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	2262	OK!
Momento Resistente	MR_inf	kNm/ml	-1531	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		14%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
-----------------------------	-----	------------	---------	----------

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA**Calcolo e verifica zattera di fondazione**

sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	180.0	306	260.1
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	430.3	731	621.7
sommano			1037.5	881.8

sollecitazioni dovute ai pali	R1	R2	R3	R4	V	M
	kN	kN	kN	kN	kN	kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	-1026.3	0.0	0.0	0.0	-1026	-718.4
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	-2039.6	0.0	0.0	0.0	-2040	-1427.7

sollecitazioni risultanti

	V	M
	kN	kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	11	163
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	-1002	-546

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria

	V	M
	kN/m	kNm/m
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	3	45
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	278	-152

Tasso di lavoro armature superiori	σ_{sup}	Mpa	12	
Tasso di lavoro armature inferiori	σ_{inf}	Mpa	39	
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo arm.superiori- Stato limite limit. tensioni	c.u.		3%	OK!
coefficiente di utilizzo arm.inferiori- Stato limite limit. tensioni	c.u.		11%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE

	fac	p	V	M
		kN/ml	kN	kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	180.0	306	260.1
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	430.3	731	621.7
sommano			1037.5	881.8

sollecitazioni dovute ai pali	R1	R2	R3	R4	V	M
	kN	kN	kN	kN	kN	kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)	-1210.3	0.0	0.0	0.0	-1210	-847.2
SLE-FREQUENTE (MAX)	-1833.4	0.0	0.0	0.0	-1833	-1283.4

sollecitazioni risultanti

	V	M
	kN	kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)	-173	35
SLE-FREQUENTE (MAX)	-796	-402

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria

	V	M
	kN/m	kNm/m
SLE-FREQUENTE (MIN)	48	10
SLE-FREQUENTE (MAX)	221	-112

Tasso di lavoro armature superiori	σ_{sup}	Mpa	2
Tasso di lavoro armature inferiori	σ_{inf}	Mpa	29

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA

Calcolo e verifica zattera di fondazione

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2	
Tensione limite ammissibile per barre f	24.0	(arm.sup)	σ_{slim}	MPa	204.4
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure			c.u.		1% OK!
Tensione limite ammissibile per barre f	24.0	(arm.sup)	σ_{slim}	MPa	204.4
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure			c.u.		14% OK!

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE

	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	180.0	306	260.1
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	430.3	731	621.7
sommano			1037.5	881.8

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	-1272.3	0.0	0.0	0.0	-1272	-890.6
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	-1570.6	0.0	0.0	0.0	-1571	-1099.4

sollecitazioni risultanti

	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	-235	-9
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	-533	-218

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria

	V kN/m	M kNm/m
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	65	-2
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	148	-60

Tasso di lavoro armature superiori	sfsup	Mpa	0		
Tasso di lavoro armature inferiori	sfinf	Mpa	15		
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1	
Tensione limite ammissibile per barre f	24.0	(arm.sup)	σ_{slim}	MPa	164.4
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure			c.u.		0% OK!
Tensione limite ammissibile per barre f	24.0	(arm.sup)	σ_{slim}	MPa	164.4
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure			c.u.		9% OK!

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA
Calcolo e Verifica muro frontale

Dati	var	unità	
spessore muro frontale	smur	m	2.90
resistenza di calcolo acciaio armatura	f _{yd}	MPa	391
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

AZIONI TRASMESSE DAL MURO FRONTALE

Peso proprio spalla			
Peso proprio spalla	Fz _{g1}	kN	272
Momento longitudinale	My _{g1}	kNm	-63
Spinta statica del terreno			
Spinta in direzione longitudinale	Fx _{g3}	kN	169
Momento longitudinale	My _{g3}	kNm	375
Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato			
Spinta in direzione longitudinale	Fx _{g3}	kN	57
Momento longitudinale	My _{g3}	kNm	188
Azioni sismiche			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		C
Fattore S _s			1.37
Fattore S _t			1.00
Fattore S	S		1.37
Valore di ag/g	ag/g		0.224
fattore b _m	β _m		1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh		0.307
Coefficiente sismico verticale	kv		0.153

Struttura che ammette spostamenti: 1 - si; 2 - no	Tip_spost	1
---	-----------	---

K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK

Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	6.64
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθ _a		0.266
angolo teta a	θ _a	deg	14.899
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.448
tangente teta b= kh/(1-kv)	tanθ _b		0.363
angolo teta b	θ _b	deg	19.926
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-b		0.539

Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	205.1
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	181.2
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	205.1
altezza di applicazione	H	m	3.3
Momento longitudinale	MyDP	kNm	680.9

Spinta massima in caso sismico

Spinte del terreno in caso sismico Wood) - ipotesi struttura che non ammette spostamenti (q6.1)

Incremento di spinta del terreno	DP	kN	244
altezza di applicazione	H	m	3.3
Momento longitudinale	MyDP	kNm	809

Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate: Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)			
Spinta del terreno	Es	kN	205
Momento longitudinale	MyEs	kNm	681

Forze inerziali (q6.2)

Sisma longitudinale

Forza orizzontale longitudinale	Fxq6.2x	kN	84
Momento longitudinale	Myq6.2x	kNm	181

Sisma verticale

Forza verticale	Fzq6.2z	kN	-42
Momento longitudinale	Myq6.2z	kNm	10

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)

Altezza appoggi + muro frontale	3.75
Distanza asse appoggi - asse muro frontale	0.45

	F _x [kN]	F _z [kN]
g1a	0	179
g2a	0	67
e4	0	0
e2	47	0
q1a	0	175
q1b	0	140
q1c	0	175
q1d	0	140
q3	3	0
q7a	-95	0
q7b	82	0
q9	0	0
Ex	59	0
Ez	0	117

RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO MURO FRONTALE

	F _x [kN]	F _z [kN]	My [kNm]
g1a	0	179	-81
g1-sp	0	272	63

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA
Calcolo e Verifica muro frontale

g2a	Perm. portati - impalcato	0	67	-30
g3-sp	g3-sp	169	0	-375
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0
e2	ritiro	47	0	-174
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	175	-79
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	140	-63
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	175	-79
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	140	-63
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	57	0	-188
q3	Frenatura	3	0	-13
q7a	Var. termica positiva	-95	0	358
q7b	Var. termica negativa	82	0	-307
q9	Resistenze passive vincoli	0	0	0
Ex	Sisma longitudinale	59	0	-222
Ez	Sisma verticale	0	117	-53
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	205	0	-681
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	84	0	-181
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	-42	-10

COMBINAZIONI DI CARICO

MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI

					S.L.U.															
					q1								q3							
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	
q7a	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	
q7b	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	
q1a	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
q1b	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	
q1e-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	

					S.L.U.				S.L.V.			
					e3				E.x		E.z	
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q7b	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
q1a	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q1e-sp	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00

					S.L.E.car															
					q1								q3							
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	
q1a	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
q1b	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	
q1e-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

					S.L.E.car			
					e3			
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA
Calcolo e Verifica muro frontale

q7a	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
q7b	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	S.L.freq								S.L.qp			
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00		
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50		
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00		
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00		
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.00	0.00		
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		

SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO DEL MURO FRONTALE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO

	S.L.U.								S.L.U.							
	q1				q1				q3				q3			
Fx	275	434	275	434	275	434	275	434	260	420	260	420	260	420	260	420
Fz	935	935	888	888	935	935	888	888	876	876	841	841	876	876	841	841
My	-817	-1415	-796	-1395	-817	-1415	-796	-1395	-744	-1342	-728	-1327	-744	-1342	-728	-1327

	S.L.U.								S.L.V.			
	q7				q7				E.x		E.z	
Fx	198	464	198	464	198	464	198	464	394	394	151	151
Fz	876	876	841	841	876	876	841	841	540	495	593	443
My	-512	-1510	-496	-1494	-512	-1510	-496	-1494	-1325	-1287	-609	-485

	S.L.E.car								S.L.E.car							
	q1				q1				q3				q3			
Fx	215	321	215	321	215	321	215	321	204	311	204	311	204	311	204	311
Fz	693	693	658	658	693	693	658	658	649	649	623	623	649	649	623	623
My	-648	-1047	-633	-1032	-648	-1047	-633	-1032	-594	-993	-583	-982	-594	-993	-583	-982

	S.L.E.car							
	q7				q7			
Fx	163	340	163	340	163	340	163	340
Fz	649	649	623	623	649	649	623	623
My	-439	-1104	-427	-1092	-439	-1104	-427	-1092

	S.L.E.freq								S.L.E.qp	
Fx	201	307	201	307	201	307	201	307	168	257
Fz	649	649	623	623	649	649	623	623	518	518
My	-582	-981	-570	-969	-582	-981	-570	-969	-418	-750

Armatura zona tesa muro frontale	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	20	5	24	0.080	2262
secondo strato	0	0	0	0.122	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.080	2262

VERIFICHE AGLI SLU	Var	unità	
Momento di calcolo SLU	MEd_SLU	kNm/ml	1510
Momento di calcolo SLV	MEd_SLV	kNm/ml	1325
Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	1520
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	2262
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	2246
Coefficiente di utilizzo	c.u.		67%
Taglio di calcolo SLU	VEd_SLU	kN/ml	464
Taglio di calcolo SLV	VEd_SLV	kN/ml	394

VERIFICHE AGLI SLE-CAR			
Tasso di lavoro armature in zona tesa	σs	Mpa	192
Tensione massima ammissibile	σs,max	MPa	360
coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		53%

VERIFICHE AGLI SLE-FR			
Tasso di lavoro armature in zona tesa	σs	Mpa	171
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30
	w2		

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA
Calcolo e Verifica muro frontale

Tensione limite ammissibile per barre f	24.0	σ_{lim}	MPa	204	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		84%	OK!

VERIFICHE AGLI SLE-QP

Tasso di lavoro armature in zona tesa		σ_s	Mpa	131	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile		w _{lim}	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f	24.0	σ_{lim}	MPa	164	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		79%	OK!

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA**Calcolo e Verifica del muro paraghiaia**

Dati	var	unità	
Altezza paraghiaia	h	m	3.64
spessore paraghiaia	spar	m	0.60
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Effetti dovuti al sovraccarico accidentale

larghezza dell'impronta del carico Qik in sommità	b1	m	3.20
lunghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	a1	m	2.40
larghezza dell'impronta del carico Qik alla base	b2	m	7.40
lunghezza dell'impronta di carico Qik alla base	a2	m	4.50
pressione orizzontale dovuta al carico Qik in sommità	sh1	kPa	33.3
pressione orizzontale dovuta al carico Qik alla base	sh2	kPa	7.7
pressione orizzontale dovuta al carico qik distribuito	shd	kPa	3.8
Taglio alla base complessivo	Vmax	kNm	376.8
Momento alla base complessivo	Mmax	kNm	740.7

Effetti dovuti al carico Qik sul paraghiaia

larghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	b1	m	2.6
larghezza dell'impronta di carico alla base	b2	m	9.88
Carico verticale in testa al paraghiaia	Qik	kN	300
Azione orizzontale in testa al paraghiaia	H	kN	180

Sollecitazioni alla base del paraghiaia

Condizione	N kN	V kN	M kNm
Peso proprio	54.6	0.0	0.0
Spinta statica del terreno	0.0	50.8	61.7
Spinta dovuta al carico Qik	0.0	50.9	100.1
Carico Qik sul paraghiaia	30.4	18.2	68.1
Sisma - forze inerziali	0.0	16.8	30.5
Spinta sismica del terreno	0.0	53.4	97.3

Armatura zona tesa paraghiaia

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	φ mm	c m	As mmq
primo strato	20	5	24	0.078	2262
secondo strato	0	0	20	0.130	0
Armatura effettivamente disposta			24	0.078	2262

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Peso proprio	1.00	1.00
Spinta statica del terreno	1.35	0.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.35	0.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.35	0.00
Sisma - forze inerziali	0.00	1.00
Spinta sismica del terreno	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLU-STR	95.6	162.0	310.4
SLU-SIS	54.6	70.2	127.7

Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	1688	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	2262	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	416	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		75%	OK!

VERIFICHE SLE-RARA

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLE-RARA	
Peso proprio	1.00	
Spinta statica del terreno	1.00	
Spinta dovuta al carico Qik	1.00	

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA**Calcolo e Verifica del muro paraghiaia**

Carico Qik sul paraghiaia	1.00
Sisma - forze inerziali	0.00
Spinta sismica del terreno	0.00

Combinazioni SLE-RARA

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-RARA	85.0	120.0	229.9

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **216**

Tensione massima ammissibile $\sigma_{s,max}$ MPa 360
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **60%** **OK!**

VERIFICHE SLE-FREQUENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-FRE		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.75		
Carico Qik sul paraghiaia	0.75		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-FREQUENTE

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-FRE	77.4	102.7	187.8

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **177**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.30 w2
 Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 σ_{slim} MPa **204**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **86%** **OK!**

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-QP		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.00		
Carico Qik sul paraghiaia	0.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-QP	54.6	50.8	61.7

Tasso di lavoro armature σ_s Mpa **58**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile w_{lim} mm 0.20 w1
 Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 σ_{slim} MPa **164**
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **35%** **OK!**

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Dati	var	unità	
Altezza muro di risvolto	h	m	9.66
larghezza muro di risvolto	a	m	1.70
spessore muro di risvolto	s	m	0.60
coefficiente gamma	γ		0.18
spessore pavimentazione	spav	m	0.10
resistenza di calcolo acciaio armatura	f _{yd}	MPa	391
Muro con bandiera	band		no
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Momento massimo orizzontale: $M_x = \text{fac}_x \cdot q \cdot a^2$

Momento massimo verticale: $M_y = \text{fac}_y \cdot q \cdot h^2$

N.B. i coefficienti fac_x e fac_y sono ricavati da: "Calcolo di lastre e piastre" - Richard Bares - Ed. CittàStudi

Effetti dovuti alla spinta delle terre

pressione orizzontale alla base	q	kN/mq	74.1
direzione orizzontale	γ	0.125	0.250
coefficiente fac _x	facM _x	0.294	0.240
coefficiente facV _x	facV _x	0.771	0.690

Momento flettente in direzione orizzontale	M _{xmax}	kNm	58.3
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _{xband}	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _{xmax}	kN	93.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _{xband}	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.13	0.25
coefficiente fac _y	facM _y	0.007	0.022
coefficiente facV _y	facV _y	0.271	0.423

Momento flettente in direzione verticale	M _{ymax}	kNm	91.9
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _{ymax}	kN	238.4

Effetti dovuti ai sovraccarichi accidentali

larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} in sommità	b ₁	m	2.40
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} in sommità	a ₁	m	3.10
larghezza dell'impronta del carico Q _{ik} alla base	b ₂	m	7.98
lunghezza dell'impronta di carico Q _{ik} alla base	a ₂	m	8.68
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} in sommità	sh ₁	kPa	34.4
pressione orizzontale dovuta al carico Q _{ik} alla base	sh ₂	kPa	3.7

pressione orizzontale di calcolo q kN/mq 19.0

direzione orizzontale	γ	0.13	0.25
coefficiente fac _x	facM _x	0.499	0.482
coefficiente facV _x	facV _x	1.010	1.055

Momento flettente in direzione orizzontale	M _{xmax}	kNm	27.1
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M _{xband}	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V _{xmax}	kN	33.3
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V _{xband}	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.13	0.25
coefficiente fac _y	facM _y	0.008	0.016
coefficiente facV _y	facV _y	0.312	0.572

Momento flettente in direzione verticale	M _{ymax}	kNm	20.2
Sforzo di taglio in direzione verticale	V _{ymax}	kN	76.9

Effetti dovuti al sisma

forza inerziale	q ₁	kN/mq	4.60
incremento di spinta delle terre	q ₂	kN/mq	53.4

pressione orizzontale di calcolo q kN/mq 58.0

direzione orizzontale	γ	0.13	0.25
coefficiente fac _x	facM _x	0.499	0.482
coefficiente facV _x	facV _x	1.010	1.055

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	82.4
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	101.3
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	0.0

direzione verticale	γ	0.13	0.25	0.18
coefficiente facx	facMy	0.008	0.016	0.011
coefficiente facVy	facVy	0.312	0.572	0.418

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	61.4
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	234.0

Riepilogo sollecitazioni sul muro	Mx	My	Vx	Vy
Condizione	kNm	kNm	kN	kN
Spinta del terreno	58.3	91.9	93.0	238.4
Spinta sovraccarichi accidentali	27.1	20.2	33.3	76.9
Spinta dovuta al sisma	82.4	61.4	101.3	234.0

Armatura zona tesa - dir. Orizzontale	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	20	5	20	0.062	1571
secondo strato	0	0	20	0.112	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.062	1571

Armatura zona tesa - dir. Verticale	passo	n.barre	ϕ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	20	5	20	0.082	1571
secondo strato	0	0	20	0.132	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.082	1571

VERIFICHE SLU

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Spinta del terreno	1.35	1.00
Spinta sovraccarichi accidentali	1.35	0.00
Spinta dovuta al sisma	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR	Mx	My	Vx	Vy
Combinazione	kNm	kNm	kN	kN
SLU-STR	115.3	151.3	170.5	425.6
SLU-SIS	140.7	153.3	194.4	472.4

Armatura minima richiesta in dir. Orizzontale	Afh_min	mmq/ml	743	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	1571	OK!
Momento Resistente dir. Orizzontale	MR_h	kNm/ml	298	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		47%	OK!

Armatura minima richiesta in dir. Verticale	Afh_min	mmq/ml	840	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	1571	OK!
Momento Resistente dir. Verticale	MR_v	kNm/ml	287	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		53%	OK!

VERIFICHE SLE-RARA

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLE-RARA	
Spinta del terreno	1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali	1.00	
Spinta dovuta al sisma	0.00	

Combinazioni SLE-RARA	Mx	My
Combinazione	kNm	kNm
SLE-RARA	85.4	112.1

Tasso di lavoro armature orizzontali	σ_{sh}	Mpa	112
Tasso di lavoro armature verticali	σ_{sv}	Mpa	153

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360
coefficiente di utilizzo armature orizzontali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		31% OK!

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA**Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

coefficiente di utilizzo armature verticali - Stato limite limitazione tensioni

c.u.

43%

OK!

VERIFICHE SLE-FREQUENTE


Condizione di carico		fattori parziali per azioni SLE-FRE		
Spinta del terreno			1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali			0.75	
Spinta dovuta al sisma			0.00	
Combinazioni SLE-FREQUENTE		Mx	My	
Combinazione		kNm	kNm	
SLE-FRE		78.6	107.0	
Tasso di lavoro armature orizzontali		σ_{sh}	Mpa	103
Tasso di lavoro armature verticali		σ_{sv}	Mpa	146
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile		wlim	mm	0.30
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)		σ_{slim}	MPa	222
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		47%
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.verticale)		σ_{slim}	MPa	222
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		66%

VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE

Condizione di carico		fattori parziali per azioni SLE-QP		
Spinta del terreno			1.00	
Spinta sovraccarichi accidentali			0.00	
Spinta dovuta al sisma			0.00	
Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE		Mx	My	
Combinazione		kNm	kNm	
SLE-QP		58.3	91.9	
Tasso di lavoro armature orizzontali		σ_{sh}	Mpa	77
Tasso di lavoro armature verticali		σ_{sv}	Mpa	125
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile		wlim	mm	0.20
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)		σ_{slim}	MPa	182
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		42%
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.verticale)		σ_{slim}	MPa	182
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		69%

LAVORO: SS131 - SPALLA SU PALI - VI05 SPALLA B CARREGGIATA DESTRA
Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti

Sollecitazioni di calcolo			Zattera - Mensola posteriore	Mfron	Paraghiaia	Mrsv_h	Mrsv_v
Var	unità						
Taglio di calcolo	V_{Ed}	kN	397.1	464.3	162.0	194.4	472.4
Dati			Var	unità			
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	30	40	40	40	40
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	25	32	32	32	32
Coefficiente parziale γ_c	γ_c		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Coefficiente parziale α_{cc}	α_{cc}		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	14.2	18.1	18.1	18.1	18.1
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3	391.3	391.3	391.3	391.3
Caratteristiche geometriche sezione							
Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	2.00	2.90	0.60	0.60	0.60
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Area calcestruzzo	Ac	m ²	2.00	2.90	0.60	0.60	0.60
Larghezza anima	bw	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
copriferro	c	m	0.078	0.080	0.078	0.062	0.082
altezza utile della sezione	d	m	1.92	2.82	0.52	0.54	0.52
Compressione agente nella sezione							
Sforzo normale di calcolo	N _{Ed}	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio							
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata							
	Asl	mmq	2262	2262	2262	1571	1571
Coefficiente k	k	m	1.32	1.27	1.62	1.61	1.62
vmin	vmin		0.3	0.3	0.4	0.4	0.4
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0.00118	0.00080	0.00433	0.00292	0.00303
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	Mpa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	437.1	586.7	243.6	218.9	215.0
			OK	OK	OK	OK	N.V.
Elementi con armature trasversali resistenti al taglio							
<i>Verifica del conglomerato</i>							
Resistenza a taglio del conglomerato	V _{Rcd}	kN	8168.5	15340.8	2839.7	2926.7	2817.9
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>							
diametro staffe	fsw	mm	24	12	10	12	14
passo staffe	scp	m	1.20	0.40	0.40	0.40	0.20
numero di bracci	nb		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	1131	283	196	283	385
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	deg	90	90	90	90	90
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	θ	deg	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	kPa	0	0	0	0	0
coefficiente alpha	α_c		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V _{Rsd}	kN	1595.0	1755.1	225.6	334.8	877.6
Resistenza a "taglio compressione"	V _{Rcd}	kN	4224.9	7934.5	1468.7	1513.7	1457.5
Resistenza a taglio	V_{Rd}	kN	1595.0	1755.1	225.6	334.8	877.6
			OK	OK	OK	OK	OK

S.S.121 "Catanese" <i>Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

13 ALLEGATO 2 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI ASSIALI

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA **OPERA: VI10 - FEOTTO** **ALLINEAMENTI: SPALLE**
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESSIONE/TRAZIONE **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:
Rcd = Rbd + Rsd - Wp
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:
Rtd = 0.7 Rsd + Wp
 in cui:
 Rbd = Rbk / γb: Resistenza alla base di progetto
 Rsd = Rsk / γs: Resistenza laterale di progetto
 Rbk = Min [(Rbc,cal)_{media} / ξ3; (Rbc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Min [(Rsc,cal)_{media} / ξ3; (Rsc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza laterale caratteristica
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:
 Qb = qb x Ab
 dove:
 Ab: Area della superficie di base del palo
 qb: resistenza unitaria alla base approsso specificata per terreni coesivi e granulari
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)
 dove:
 As: Area della superficie laterale del palo
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato
 dzi: altezza dell'iesimo strato

Terreni granulari (c' = 0, φ' <> 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci
Resistenza unitaria alla base
 In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:
 qb = Nq* x σ'v con:
 Nq*: coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)
 In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:
 qbmax1 = Nspt x αN con:
 αN = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella
 Ghiaie: qb,max = 7500 kPa
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa
Resistenza laterale unitaria
 ql = β σ'v con:
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z^{0.34} >= 0.2 per i depositi sabbiosi
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z^{0.75} >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi
 In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):
 qsmax = 3 x Nspt per Nspt <= 53
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt per Nspt > 53

I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γb	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γs	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γst	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Peso del palo
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:
 Wp(z) = (γcls - γmat) Ap Δz

Terreni coesivi (c <> 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali
Resistenza unitaria alla base
 La resistenza alla base viene espressa come:
 qb = σv + 9 cu
Resistenza laterale unitaria
 qs = α cu con:
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m ²	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	γp	25.00

SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO

Tensione totale in testa palo	kPa	σvi	85.5
Tensione efficace in testa palo	kPa	σ'vi	85.5

LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	4.50
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	4.50

COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE **R3**

Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	MEDI
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	4
coefficiente ξ	1.55

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.) **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m ³	Nspt side	ql,max kPa	αN	Nspt*αN	qp,max kPa	Nspt base
1	ALG	m	11.0	G		35.0	1.00	1.00	0.0	35.0	19.0	40	120	150	6000	6000	40
2	FN	11.0	60.0	C	200.0		1.00	1.00	200.0	0.0	20.0		100			4000	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	

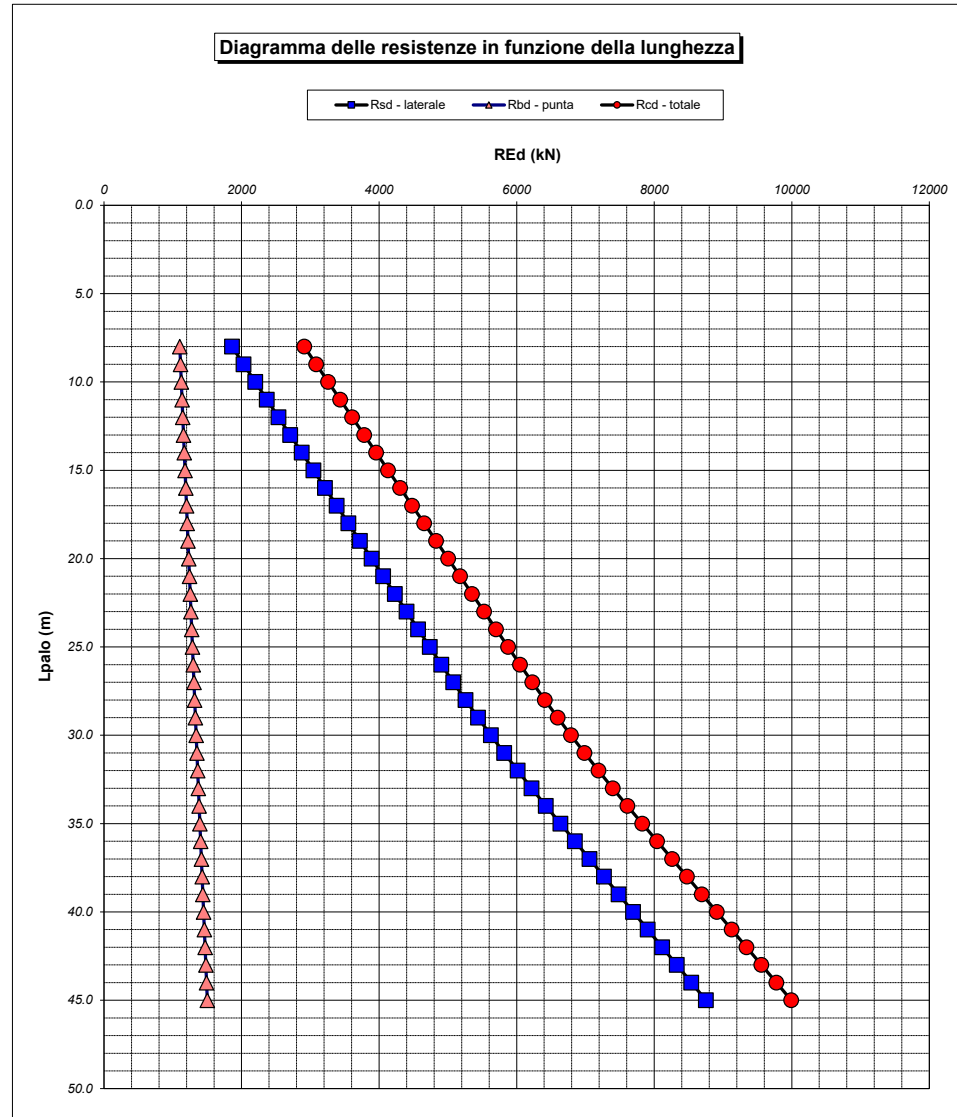
Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA **OPERA:** VI10 - FEOTTO **ALLINEAMENTI:** SPALLE
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:** MEDI

Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud kPa	φ'd deg	γ kN/m³	γ' kN/m³	qa kPa	σv kPa	σv' kPa	β	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq'	9°cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	G	4.5	0.0			19.0	19.0		85.5	85.5												0		
1	G	5.5	1.0	0.0	35.0	19.0	9.2	0.0	104.5	94.7	1.461	120	120.0	452	18.9		6000	1791.3	2026	254	968	7	1215	184
1	G	6.5	2.0	0.0	35.0	19.0	9.2	0.0	123.5	103.9	1.389	120	120.0	905	18.8		6000	1954.5	2210	508	1056	14	1550	369
1	G	7.5	3.0	0.0	35.0	19.0	9.2	0.0	142.5	113.1	1.320	120	120.0	1357	18.7		6000	2115.7	2393	761	1144	20	1885	553
1	G	8.5	4.0	0.0	35.0	19.0	9.2	0.0	161.5	122.3	1.253	120	120.0	1810	18.6		6000	2275.1	2573	1015	1230	27	2218	738
1	G	9.5	5.0	0.0	35.0	19.0	9.2	0.0	180.5	131.5	1.188	120	120.0	2262	18.5		6000	2432.5	2751	1269	1315	34	2550	922
1	G	10.5	6.0	0.0	35.0	19.0	9.2	0.0	199.5	140.6	1.125	120	120.0	2714	18.4		6000	2588.1	2927	1523	1399	41	2881	1107
2	C	11.5	7.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	219.5	150.8		100	80.0	3016		1800.0	4000	2019.5	2284	1692	1092	46	2737	1231
2	C	12.5	8.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	239.5	161.0		100	80.0	3318		1800.0	4000	2039.5	2307	1861	1102	52	2911	1355
2	C	13.5	9.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	259.5	171.2		100	80.0	3619		1800.0	4000	2059.5	2329	2030	1113	58	3086	1479
2	C	14.5	10.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	279.5	181.4		100	80.0	3921		1800.0	4000	2079.5	2352	2200	1124	63	3260	1603
2	C	15.5	11.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	299.5	191.6		100	80.0	4222		1800.0	4000	2099.5	2374	2369	1135	69	3435	1727
2	C	16.5	12.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	319.5	201.8		100	80.0	4524		1800.0	4000	2119.5	2397	2538	1146	75	3609	1851
2	C	17.5	13.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	339.5	212.0		100	80.0	4825		1800.0	4000	2139.5	2420	2707	1156	80	3783	1975
2	C	18.5	14.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	359.5	222.2		100	80.0	5127		1800.0	4000	2159.5	2442	2876	1167	86	3958	2099
2	C	19.5	15.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	379.5	232.4		100	80.0	5429		1800.0	4000	2179.5	2465	3046	1178	92	4132	2223
2	C	20.5	16.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	399.5	242.5		100	80.0	5730		1800.0	4000	2199.5	2488	3215	1189	97	4306	2348
2	C	21.5	17.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	419.5	252.7		100	80.0	6032		1800.0	4000	2219.5	2510	3384	1200	103	4481	2472
2	C	22.5	18.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	439.5	262.9		100	80.0	6333		1800.0	4000	2239.5	2533	3553	1210	109	4655	2596
2	C	23.5	19.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	459.5	273.1		100	80.0	6635		1800.0	4000	2259.5	2555	3722	1221	114	4829	2720
2	C	24.5	20.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	479.5	283.3		100	80.0	6937		1800.0	4000	2279.5	2578	3892	1232	120	5004	2844
2	C	25.5	21.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	499.5	293.5		100	80.0	7238		1800.0	4000	2299.5	2601	4061	1243	126	5178	2968
2	C	26.5	22.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	519.5	303.7		100	80.0	7540		1800.0	4000	2319.5	2623	4230	1254	131	5352	3092
2	C	27.5	23.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	539.5	313.9		100	80.0	7841		1800.0	4000	2339.5	2646	4399	1264	137	5527	3216
2	C	28.5	24.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	559.5	324.1		100	80.0	8143		1800.0	4000	2359.5	2669	4568	1275	143	5701	3340
2	C	29.5	25.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	579.5	334.3		100	80.0	8445		1800.0	4000	2379.5	2691	4738	1286	148	5875	3464
2	C	30.5	26.0	200.0	0.0	20.0	10.2	80.0	599.5	344.4		100	80.0	8746		1800.0	4000	2399.5	2714	4907	1297	154	6050	3589
2	C	31.5	27.0	200.0	0.0	20.0	10.2	81.6	619.5	354.6		100	81.6	9054		1800.0	4000	2419.5	2736	5079	1308	159	6227	3715
2	C	32.5	28.0	200.0	0.0	20.0	10.2	83.9	639.5	364.8		100	83.9	9370		1800.0	4000	2439.5	2759	5257	1319	165	6410	3845
2	C	33.5	29.0	200.0	0.0	20.0	10.2	86.3	659.5	375.0		100	86.3	9695		1800.0	4000	2459.5	2782	5439	1329	171	6598	3978
2	C	34.5	30.0	200.0	0.0	20.0	10.2	88.6	679.5	385.2		100	88.6	10029		1800.0	4000	2479.5	2804	5626	1340	176	6790	4115
2	C	35.5	31.0	200.0	0.0	20.0	10.2	90.9	699.5	395.4		100	90.9	10372		1800.0	4000	2499.5	2827	5819	1351	182	6988	4255
2	C	36.5	32.0	200.0	0.0	20.0	10.2	93.3	719.5	405.6		100	93.3	10724		1800.0	4000	2519.5	2849	6016	1362	188	7190	4399
2	C	37.5	33.0	200.0	0.0	20.0	10.2	95.6	739.5	415.8		100	95.6	11084		1800.0	4000	2539.5	2872	6218	1373	193	7398	4546
2	C	38.5	34.0	200.0	0.0	20.0	10.2	98.0	759.5	426.0		100	98.0	11454		1800.0	4000	2559.5	2895	6426	1383	199	7610	4697
2	C	39.5	35.0	200.0	0.0	20.0	10.2	100.3	779.5	436.2		100	100.0	11831		1800.0	4000	2579.5	2917	6637	1394	205	7827	4851
2	C	40.5	36.0	200.0	0.0	20.0	10.2	102.7	799.5	446.3		100	100.0	12208		1800.0	4000	2599.5	2940	6849	1405	210	8043	5004
2	C	41.5	37.0	200.0	0.0	20.0	10.2	105.0	819.5	456.5		100	100.0	12585		1800.0	4000	2619.5	2963	7060	1416	216	8260	5158
2	C	42.5	38.0	200.0	0.0	20.0	10.2	107.3	839.5	466.7		100	100.0	12961		1800.0	4000	2639.5	2985	7272	1427	222	8476	5312
2	C	43.5	39.0	200.0	0.0	20.0	10.2	109.7	859.5	476.9		100	100.0	13338		1800.0	4000	2659.5	3008	7483	1437	227	8693	5465
2	C	44.5	40.0	200.0	0.0	20.0	10.2	112.0	879.5	487.1		100	100.0	13715		1800.0	4000	2679.5	3030	7695	1448	233	8910	5619
2	C	45.5	41.0	200.0	0.0	20.0	10.2	114.4	899.5	497.3		100	100.0	14092		1800.0	4000	2699.5	3053	7906	1459	239	9126	5773
2	C	46.5	42.0	200.0	0.0	20.0	10.2	116.7	919.5	507.5		100	100.0	14469		1800.0	4000	2719.5	3076	8118	1470	244	9343	5927
2	C	47.5	43.0	200.0	0.0	20.0	10.2	119.1	939.5	517.7		100	100.0	14846		1800.0	4000	2739.5	3098	8329	1481	250	9560	6080
2	C	48.5	44.0	200.0	0.0	20.0	10.2	121.4	959.5	527.9		100	100.0	15223		1800.0	4000	2759.5	3121	8540	1491	256	9776	6234
2	C	49.5	45.0	200.0	0.0	20.0	10.2	123.8	979.5	538.1		100	100.0	15600		1800.0	4000	2779.5	3144	8752	1502	261	9993	6388

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA
 OPERA: VI10 - FEOTTO
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI: SPALLE
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MEDI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SpB	24.0	4568	1275	5701	3663	64%	3340	95	3%

RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA									
La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo Rcd,gr viene determinata in base alla seguente espressione: Rcd,gr = npali x η x Rcd in cui: npali: η Rcd è il numero complessivo di pali presenti nella palificata efficienza della palificata L'efficienza della palificata η è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre: $\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$ nella quale: i interasse tra i pali d diametro dei pali m numero di file n numero massimo di pali in ciascuna fila									
ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SpB	1.20	3.60	8	2	4	0.74	33931	20717	61%

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA **OPERA: VI10 - FEOTTO** **ALLINEAMENTI: SPALLE**
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: MINIMI**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di compressione è pari a:
Rcd = Rbd + Rsd - Wp
 Il valore di progetto Rtd della Resistenza di pali soggetti a carichi assiali di trazione è pari a:
Rtd = 0.7 Rsd + Wp
 in cui:
 Rbd = Rbk / γb: Resistenza alla base di progetto
 Rsd = Rsk / γs: Resistenza laterale di progetto
 Rbk = Min [(Rbc,cal)_{media} / ξ3; (Rbc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza alla punta caratteristica
 Rsk = Min [(Rsc,cal)_{media} / ξ3; (Rsc,cal)_{min} / ξ4] Resistenza laterale caratteristica
 Rsc,calc = Qb: Resistenza alla base di calcolo
 Rsc,calc = Qs: Resistenza laterale di calcolo
 Wp: peso proprio del palo alleggerito

La Resistenza alla base di calcolo è pari a:
 Qb = qb x Ab
 dove:
 Ab: Area della superficie di base del palo
 qb: resistenza unitaria alla base approsso specificata per terreni coesivi e granulari
 La Resistenza laterale di calcolo è pari a:
 Qs = As x Σ (qsi x dzi)
 dove:
 As: Area della superficie laterale del palo
 qsi: resistenza laterale unitaria dell'iesimo strato
 dzi: altezza dell'iesimo strato

Terreni granulari (c' = 0, φ' <> 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Efficaci
Resistenza unitaria alla base
 In accordo alla teoria di Berenzantsev⁽¹⁾:
 qb = Nq' x σ'v con:
 Nq': coefficiente di capacità portante corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche (dp = 0,06-0,1 D)
 In ogni caso viene assunto per qp il valore limite qp,max pari al minimo tra i valori forniti dalla seguente espressione:
 qbmax1 = Nspt x αN con:
 αN = 150 per Ghiaie, 120 per Sabbie e 85 per Sabbie limose [Gwizdala (1984), Reese & O'Neill (1988), Matsui (1993)] e dalla seguente tabella
 Ghiaie: qb,max = 7500 kPa
 Sabbie: qb,max = 5800 kPa
 Sabbie limose: qb,max = 4300 kPa
Resistenza laterale unitaria
 ql = β σ'v con:
 1.20 >= β = 1.50 - 0.42 z^{0.34} >= 0.2 per i depositi sabbiosi
 1.80 >= β = 2.0 - 0.15 z^{0.75} >= 0.25 per i depositi sabbioso-ghiaiosi e ghiaiosi
 In ogni caso non viene superato il valore limite di ql,max, ricavabile dalle seguenti espressioni per pali trivellati con uso di fanghi (Reese&Wright 1977):
 qsmax = 3 x Nspt per Nspt <= 53
 qsmax = 142 + 0.32 x Nspt per Nspt > 53

I Coefficienti parziali gR da applicare alle resistenze Rk a carico verticale sono forniti dalla presente tabella:	γR	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
Base	γb	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	γs	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	γ	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	γst	1.25	1.25	1.25

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Peso del palo
 Si considera il peso del palo dovuto alla differenza tra il peso di volume del cls e quello del volume di terreno asportato:
 Wp(z) = (γcls - γnat) Ap Δz

Terreni coesivi (c <> 0)
 Il calcolo è svolto in termini di Tensioni Totali
Resistenza unitaria alla base
 La resistenza alla base viene espressa come:
 qb = σv + 9 cu
Resistenza laterale unitaria
 qs = α cu con:
 α variabile in funzione di cu secondo la seguente tabella [AGI]

cu (kPa)	α
<=25	0.9
da 26 a 50	0.8
da 50 a 75	0.6
>75	0.4

In ogni caso non viene superato il valore limite di:
 qs,max = 100 kPa (AGI 1984).

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

	unità	var	
Diametro palo	m		1.20
Superficie resistente alla base	m ²	Ab	1.13
Superficie laterale per lunghezza unitaria	m ²	As	3.77
peso specifico del palo	kN/m ³	γp	25.00

SOVRACCARICO A PIANO TESTA PALO

	kPa	σvi	
Tensione totale in testa palo			83.3
Tensione efficace in testa palo			83.3

LIVELLO DELLA FALDA E AFF. DELLA TESTA DEL PALO (DA P.C.)

	unità	var	
Profondità della falda da piano di campagna	zw	m	4.50
Affondamento della testa del palo da piano di campagna	ztp	m	4.50

COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE

	R3
Metodologia realizzativa (1 = Pali infissi; 2 = Pali trivellati; 3 =pali ad elica)	2
coefficiente γb	1.35
coefficiente γs	1.15

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA

	MINIMI
Valori dei parametri geotecnici (MEDI - MINIMI)	4
Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	4
coefficiente ξ	1.42

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA p.c.) **COMBINAZIONE M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Tip	cuk - quk kPa	φ'k deg	γcu	γφ'	cud-qud kPa	φ'd deg	γ kN/m ³	Nspt side	ql,max kPa	αN	Nspt*αN	qp,max kPa	Nspt base
1	ALG	m	11.0	G		32.0	1.00	1.00	0.0	32.0	18.5	30	90	150	4500	4500	30
2	FN	11.0	60.0	C	150.0		1.00	1.00	150.0	0.0	19.5		100			4000	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	

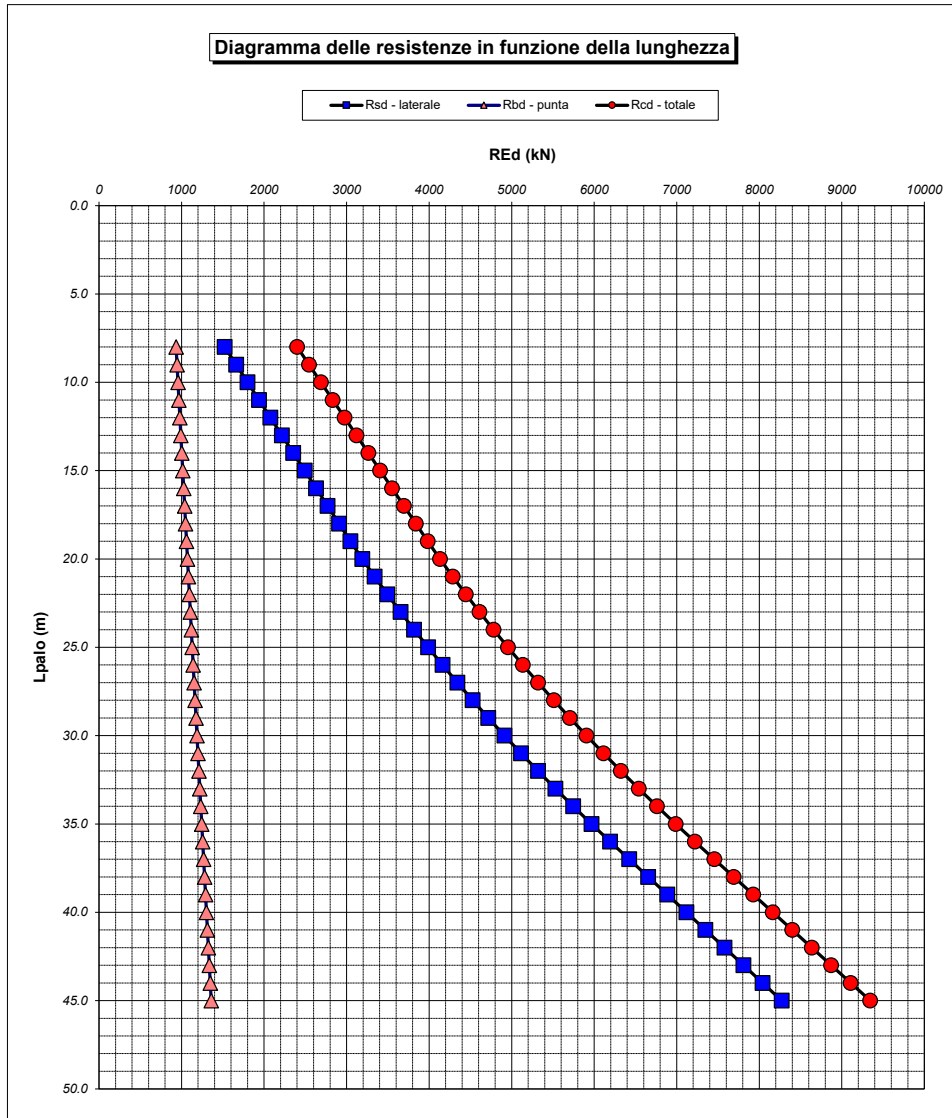
Tip = C: Terreni coesivi - S: sabbie - G: ghiaie - SL: sabbie limose - R: roccia

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA **OPERA: V110 - FEOTTO** **ALLINEAMENTI:** **SPALLE**
RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE **VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI:** **MINIMI**

Unità	Tip	z m	Lp (m)	cud kPa	φ'd deg	γ kN/m³	γ' kN/m³	qa kPa	σv kPa	σv' kPa	β	qs,max kPa	qs kPa	Qs kN	Nq'	9°cu kPa	qb,max kPa	qb kPa	Qb kN	Rsd kN	Rbd kN	Wp kN	Rcd kN	Rtd kN
1	G	4.5	0.0			18.5	18.5		83.3	83.3														
1	G	5.5	1.0	0.0	32.0	18.5	8.7	0.0	101.8	91.9	1.461	90	90.0	339	13.0		4500	1195.7	1352	208	705	7	906	153
1	G	6.5	2.0	0.0	32.0	18.5	8.7	0.0	120.3	100.6	1.389	90	90.0	679	12.9		4500	1302.2	1473	416	768	15	1169	306
1	G	7.5	3.0	0.0	32.0	18.5	8.7	0.0	138.8	109.3	1.320	90	90.0	1018	12.9		4500	1407.7	1592	623	830	22	1432	458
1	G	8.5	4.0	0.0	32.0	18.5	8.7	0.0	157.3	118.0	1.253	90	90.0	1357	12.8		4500	1512.0	1710	831	892	29	1694	611
1	G	9.5	5.0	0.0	32.0	18.5	8.7	0.0	175.8	126.7	1.188	90	90.0	1696	12.7		4500	1615.2	1827	1039	953	37	1955	764
1	G	10.5	6.0	0.0	32.0	18.5	8.7	0.0	194.3	135.4	1.125	90	90.0	2036	12.7		4500	1717.2	1942	1247	1013	44	2216	917
2	C	11.5	7.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	213.8	145.1		100	60.0	2262		1350.0	4000	1563.8	1769	1385	923	50	2257	1020
2	C	12.5	8.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	233.3	154.8		100	60.0	2488		1350.0	4000	1583.3	1791	1524	934	57	2401	1123
2	C	13.5	9.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	252.8	164.5		100	60.0	2714		1350.0	4000	1602.8	1813	1662	946	63	2545	1226
2	C	14.5	10.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	272.3	174.2		100	60.0	2941		1350.0	4000	1622.3	1835	1801	957	69	2689	1329
2	C	15.5	11.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	291.8	183.8		100	60.0	3167		1350.0	4000	1641.8	1857	1939	969	75	2833	1433
2	C	16.5	12.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	311.3	193.5		100	60.0	3393		1350.0	4000	1661.3	1879	2078	980	81	2976	1536
2	C	17.5	13.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	330.8	203.2		100	60.0	3619		1350.0	4000	1680.8	1901	2216	992	88	3120	1639
2	C	18.5	14.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	350.3	212.9		100	60.0	3845		1350.0	4000	1700.3	1923	2355	1003	94	3264	1742
2	C	19.5	15.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	369.8	222.6		100	60.0	4072		1350.0	4000	1719.8	1945	2493	1015	100	3408	1845
2	C	20.5	16.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	389.3	232.3		100	60.0	4298		1350.0	4000	1739.3	1967	2632	1026	106	3552	1949
2	C	21.5	17.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	408.8	242.0		100	60.0	4524		1350.0	4000	1758.8	1989	2770	1038	113	3695	2052
2	C	22.5	18.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.0	428.3	251.7		100	60.0	4750		1350.0	4000	1778.3	2011	2909	1049	119	3839	2155
2	C	23.5	19.0	150.0	0.0	19.5	9.7	60.1	447.8	261.4		100	60.1	4977		1350.0	4000	1797.8	2033	3048	1061	125	3983	2258
2	C	24.5	20.0	150.0	0.0	19.5	9.7	62.3	467.3	271.1		100	62.3	5212		1350.0	4000	1817.3	2055	3192	1072	131	4132	2365
2	C	25.5	21.0	150.0	0.0	19.5	9.7	64.6	486.8	280.7		100	64.6	5455		1350.0	4000	1836.8	2077	3341	1084	137	4287	2476
2	C	26.5	22.0	150.0	0.0	19.5	9.7	66.8	506.3	290.4		100	66.8	5707		1350.0	4000	1856.3	2099	3495	1095	144	4446	2590
2	C	27.5	23.0	150.0	0.0	19.5	9.7	69.0	525.8	300.1		100	69.0	5967		1350.0	4000	1875.8	2121	3654	1107	150	4611	2708
2	C	28.5	24.0	150.0	0.0	19.5	9.7	71.3	545.3	309.8		100	71.3	6236		1350.0	4000	1895.3	2143	3819	1118	156	4781	2829
2	C	29.5	25.0	150.0	0.0	19.5	9.7	73.5	564.8	319.5		100	73.5	6513		1350.0	4000	1914.8	2166	3988	1130	162	4956	2954
2	C	30.5	26.0	150.0	0.0	19.5	9.7	75.7	584.3	329.2		100	75.7	6798		1350.0	4000	1934.3	2188	4163	1141	169	5136	3083
2	C	31.5	27.0	150.0	0.0	19.5	9.7	77.9	603.8	338.9		100	77.9	7092		1350.0	4000	1953.8	2210	4343	1153	175	5321	3215
2	C	32.5	28.0	150.0	0.0	19.5	9.7	80.2	623.3	348.6		100	80.2	7394		1350.0	4000	1973.3	2232	4528	1164	181	5511	3351
2	C	33.5	29.0	150.0	0.0	19.5	9.7	82.4	642.8	358.3		100	82.4	7705		1350.0	4000	1992.8	2254	4718	1176	187	5707	3490
2	C	34.5	30.0	150.0	0.0	19.5	9.7	84.6	662.3	368.0		100	84.6	8024		1350.0	4000	2012.3	2276	4914	1187	193	5907	3633
2	C	35.5	31.0	150.0	0.0	19.5	9.7	86.9	681.8	377.6		100	86.9	8352		1350.0	4000	2031.8	2298	5114	1199	200	6113	3780
2	C	36.5	32.0	150.0	0.0	19.5	9.7	89.1	701.3	387.3		100	89.1	8687		1350.0	4000	2051.3	2320	5320	1210	206	6324	3930
2	C	37.5	33.0	150.0	0.0	19.5	9.7	91.3	720.8	397.0		100	91.3	9032		1350.0	4000	2070.8	2342	5531	1222	212	6540	4084
2	C	38.5	34.0	150.0	0.0	19.5	9.7	93.5	740.3	406.7		100	93.5	9384		1350.0	4000	2090.3	2364	5747	1233	218	6762	4241
2	C	39.5	35.0	150.0	0.0	19.5	9.7	95.8	759.8	416.4		100	95.8	9745		1350.0	4000	2109.8	2386	5968	1245	224	6988	4402
2	C	40.5	36.0	150.0	0.0	19.5	9.7	98.0	779.3	426.1		100	98.0	10115		1350.0	4000	2129.3	2408	6194	1256	231	7219	4566
2	C	41.5	37.0	150.0	0.0	19.5	9.7	100.2	798.8	435.8		100	100.0	10492		1350.0	4000	2148.8	2430	6425	1268	237	7456	4734
2	C	42.5	38.0	150.0	0.0	19.5	9.7	102.5	818.3	445.5		100	100.0	10869		1350.0	4000	2168.3	2452	6656	1279	243	7692	4902
2	C	43.5	39.0	150.0	0.0	19.5	9.7	104.7	837.8	455.2		100	100.0	11246		1350.0	4000	2187.8	2474	6887	1291	249	7928	5070
2	C	44.5	40.0	150.0	0.0	19.5	9.7	106.9	857.3	464.9		100	100.0	11623		1350.0	4000	2207.3	2496	7117	1302	256	8164	5238
2	C	45.5	41.0	150.0	0.0	19.5	9.7	109.1	876.8	474.5		100	100.0	12000		1350.0	4000	2226.8	2518	7348	1314	262	8400	5406
2	C	46.5	42.0	150.0	0.0	19.5	9.7	111.4	896.3	484.2		100	100.0	12377		1350.0	4000	2246.3	2540	7579	1325	268	8636	5573
2	C	47.5	43.0	150.0	0.0	19.5	9.7	113.6	915.8	493.9		100	100.0	12754		1350.0	4000	2265.8	2563	7810	1337	274	8872	5741
2	C	48.5	44.0	150.0	0.0	19.5	9.7	115.8	935.3	503.6		100	100.0	13131		1350.0	4000	2285.3	2585	8041	1348	280	9109	5909
2	C	49.5	45.0	150.0	0.0	19.5	9.7	118.1	954.8	513.3		100	100.0	13508		1350.0	4000	2304.8	2607	8272	1360	287	9345	6077

LAVORO: UP62-SS121 - PALERMO BOLOGNETTA
 OPERA: VI10 - FEOTTO
 RESISTENZA DI UN PALO TRIVELLATO SOGGETTO AD AZIONI ASSIALI DI COMPRESIONE/TRAZIONE

ALLINEAMENTI:
 VALORI DEI PARAMETRI GEOTECNICI: SPALLE
 MINIMI



RESISTENZA A COMPRESIONE TRAZIONE DEL PALO SINGOLO									
ALLINEAMENTO	Lp (m)	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Ed (kN)	c.u.	Rtd (kN)	Etd (kN)	c.u.t
SpB	24.0	3819	1118	4781	3663	77%	2829	95	3%

RESISTENZA A COMPRESIONE A COMPRESIONE DELLA PALIFICATA


La resistenza ai carichi assiali di compressione del gruppo $R_{cd,gr}$ viene determinata in base alla seguente espressione:
 $R_{cd,gr} = n_{pali} \times \eta \times R_{cd}$
 in cui:
 n_{pali} :
 η
 R_{cd} è il numero complessivo di pali presenti nella palificata
 η efficienza della palificata

L'efficienza della palificata η è la resistenza di progetto del palo singolo ai carichi assiali di compressione. Relativamente ai terreni coesivi aventi interasse tra i pali non inferiore a 3D, l'efficienza viene determinata mediante la nota espressione di Converse-Labarre:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(d/i) (m-1)n + (n-1)m}{\pi/2 \cdot m \cdot n}$$

nella quale:
 i interasse tra i pali
 d diametro dei pali
 m numero di file
 n numero massimo di pali in ciascuna fila

RESISTENZA DELLA PALIFICATA									
ALLINEAMENTO	Dp (m)	i (m)	npali	m	n	η	Rcd,gr (kN)	Ecd,gr (kN)	c.u.gr
SpB	1.20	3.60	8	2	4	0.74	28453	20717	73%

S.S.121 "Catanese" <i>Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta</i>		
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

14 ALLEGATO 3 – FONDAZIONI SU PALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI

RESISTENZA DI UN PALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI ALLINEAMENTI:

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi trasversali $R_{tr,d}$ è pari a:

$$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$$

Resistenza ai carichi trasversali di progetto

$$R_{tr,k} = \text{Min} [(R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4]$$

Resistenza ai carichi trasversali caratteristica

$$R_{tr,calc} = H_{lim}$$

Resistenza ai carichi trasversali di calcolo

Il coefficiente parziale γ_T per verifiche SLU di pali soggetti ad azioni trasversali è pari a:

Coefficiente parziale (R3) γ_T 1.30

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PALO

Diametro del palo	D	m	1.20
Momento di plasticizzazione: $M_y = W_p \times f_{yk} / \gamma_{M0}$	$M_y = MR_d$	kNm	5657.0

AFFONDAMENTO DEL PALO

Profondità della testa del palo da piano di campagna	Hr	m	4
--	----	---	---

CONDIZIONI DI FALDA

Palo sopra falda (0) - Palo sotto falda (1)	Falda	1
---	-------	---

FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA


Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	4
coefficiente ξ_3	1.55
coefficiente ξ_4	1.42

DESCRIZIONE	$\gamma_{n,med}$ kN/m ³	γ'_{med} kN/m ³	ϕ'_{med} deg	kp_{med}	L_{med} (m)	$H_{lim,med}$ (kN)	$R_{tr,d,med}$ (kN)
PARAMETRI MEDI ALG	19.0	9.2	35.0	3.69	4.10	5171.3	2566.4

DESCRIZIONE	$\gamma_{n,min}$ kN/m ³	γ'_{min} kN/m ³	ϕ'_{min} deg	kp_{min}	L_{min} (m)	$H_{lim,min}$ (kN)	$R_{tr,d,min}$ (kN)
PARAMETRI MINIMI ALG	18.5	8.7	32.0	3.25	4.41	4807.3	2604.2

Resistenza di progetto del palo impedito di ruotare in testa (incastro) alle azioni trasversali	$R_{tr,d}$	kN	2566.4
---	------------	----	--------

ALLINEAMENTO	PALO SINGOLO			PALIFICATA				
	$R_{tr,d}$ (kN)	$F_{tr,d}$ (kN)	c.u.1	n_{pali}	η (%)	$R_{tr,dgr}$ (kN)	$F_{tr,dgr}$ (kN)	c.u.gr
SpB	2566.4	1165.0	45%	8	80%	16425	9320.0	57%

S.S.121 "Catanesa" Intervento S.S.121 – Tratto Palermo (A19) – Rotatoria Bolognetta		 GRUPPO FS ITALIANE
UP62	<i>Relazione tecnica e di calcolo VI10 – Viadotto Feotto DX</i>	

15 ALLEGATO 4 – FONDAZIONI SU PALI – CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA

CALCOLO DEI CEDIMENTI - METODO DI POULOS - FLOATING PILE
LAVORO: VIADOTTO VI09 DX - PALI Dn1200 - FONDAZIONI SPALLA SpB

CEDIMENTI DEL PALO SINGOLO

Dati	var	unità	
Diametro del fusto del palo	D	m	1.20
Diametro della base del palo	Db	m	1.20
Lunghezza del palo	L	m	24.00
Modulo elastico del palo	Ep	Mpa	31476
Spessore dello strato	h	m	1000000

Modulo elastico del terreno lungo il fusto

Strato n.	Da (m)	A (m)	sp. (m)	Esi (Mpa)	Esi x sp.	n	n x sp.
1	0.00	10.00	10.00	15.0	150	0.30	3
2	10.00	24.00	14.00	50.0	700	0.30	4.2
3							
4							
5							
6							
7							
8							
			24.00		850		7.2

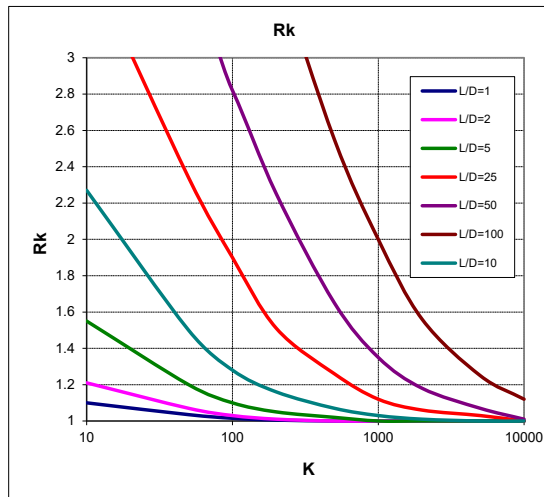
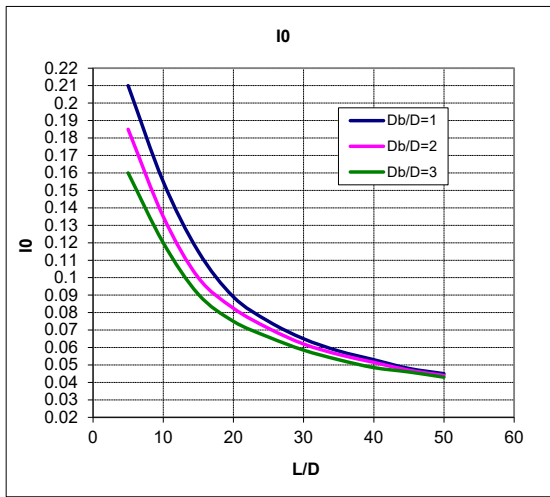
Modulo elastico medio lungo il fusto	Es	Mpa	35
Modulo di Poisson	ns		0.30

Fattore di influenza I0

Rapporto Db/D	Db/D	1.0
Rapporto L/D	L/D	20.0
Fattore di influenza I0	I0	0.089

Fattore correttivo Rk (compressibilità del palo)

Rapporto L/D	L/D	20.0
Rapporto di rigidezza	K	889
Fattore correttivo Rn	Rn	1.11

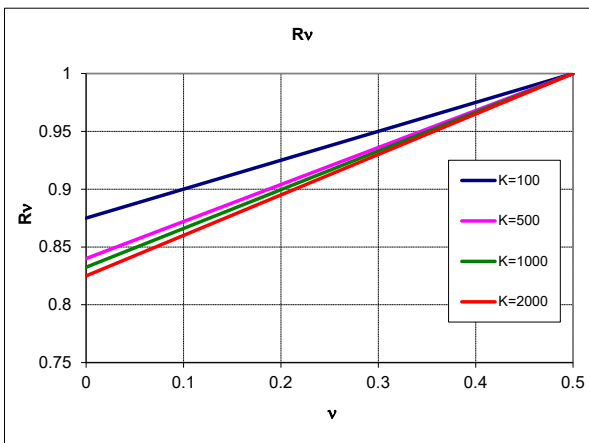
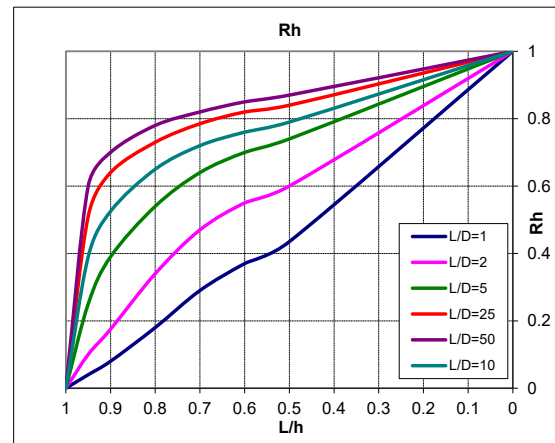


Fattore correttivo Rh

Rapporto L/h	L/h	0.0
Rapporto L/D	L/D	20.0
Fattore di influenza Rh	Rh	1.00

Fattore correttivo Rv

Modulo di Poisson	n	0.30
Rapporto di rigidezza	K	889
Fattore di influenza Rv	Rv	0.93



Fattore di influenza per palo sospeso: $I = I0 \times Rk \times Rh \times Rv = 0.093$

Cedimenti del palo singolo	Combinazione	SLE-R	SLE-FR	SLE-QP
Carichi di esercizio	kN	2707	2465	1987
Cedimento del palo sospeso: $w1 = Q \times I / (Es \times D)$	mm	5.9	5.4	4.3

CEDIMENTI DELLA PALIFICATA

Dati	var	unità	
Larghezza della palificata	B	m	7.00
fattore $(0.6B / (0.3B + 0.3))^2$	fac p		3.06

Cedimenti della palificata	Combinazione	SLE-R	SLE-FR	SLE-QP
$w = w1 \times facp$	mm	18.1	16.4	13.3